



**REPÚBLICA DE CUBA
MINISTERIO DE EDUCACIÓN SUPERIOR
FACULTAD DE GEOLOGÍA-MINERÍA
DEPARTAMENTO DE MINERÍA**

**CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO-ESTRUCTURAL DEL
MACIZO ROCOSO CON EL EMPLEO DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA**

**Tesis presentada en opción al grado científico de Doctor en Ciencias
Técnicas**

Autor: Ing. Oluwaseyi Adeoluwa Olajesu

Moa, 2017



REPÚBLICA DE CUBA

MINISTERIO DE EDUCACIÓN SUPERIOR

FACULTAD DE GEOLOGÍA-MINERÍA

DEPARTAMENTO DE MINERÍA

**CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO-ESTRUCTURAL DEL
MACIZO ROCOSO CON EL EMPLEO DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA**

**Tesis presentada en opción al grado científico de Doctor en Ciencias
Técnicas**

Autor: Ing. Oluwaseyi Adeoluwa Olajesu

Tutores: Prof. Tit., Ing. Rafael Rolando Noa Monje, Dr. C.

Prof. Tit. Ing. Roberto Blanco Torrens, Dr. C.

Prof. Tit., Ing. Gilberto Quevedo Sotolongo, Dr. Cs.

Moa, 2017

PENSAMIENTO

El temor del Señor es el principio de la sabiduría;
y la ciencia de los santos es inteligencia

Proverbios 9:10

Mejor es adquirir sabiduría que oro preciado;
y adquirir inteligencia vale más que la plata.

Proverbios 16:16

AGRADECIMIENTOS

- Primeramente le agradezco a mi Dios, el Autor de mi vida que me ha preservado la vida estos años y me ha dado sabiduría, a Él sea la gloria.
- Le agradezco a la amistad Cubano-Nigeriana que me ha permitido conocer, vivir y compartir con el pueblo cubano, precioso, cariñoso y bello.
- Le agradezco al Dr. C. José Otaño Noguel por su apoyo, en ponerse en la brecha en el tiempo de necesidad me ayudó a revisar mi tesis, gracias por sus consejos; declaro que su clase de profesor no faltará en el Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa.
- Le agradezco a todos mis tutores: Dr. C. Rafael Rolando Noa Monje; Dr. C. Roberto Blanco Torrens y Dr. Cs. Gilberto Quevedo Sotolongo.
- A la Dra. C. Maday Cartaya Pire y Dr. C. Armando Francisco Cuesta Recio, por su apoyo.
- Le agradezco a todos los trabajadores del ISMM de Moa que me han apoyado estos años.
- A la hermana cristiana, Lidia González Batista que me cedió un cuarto de su apartamento.
- A todos los trabajadores del departamento "*Mineral Resources Engineering, Federal Polytechnic*", Ado-Ekiti de Nigeria.
- Al Prof. Tit. Dr. C. Isnel Rodríguez González de la Facultad de Mecánica, ISMMM por su intervención en revisar mi trabajo en tiempo propicio y por sus señalamientos.
- Al Ing. Eliasib Guilarte Lores de Ceproníquel que me ha ayudado a revisar la tesis varias veces.
- A todos los hermanos cristianos que me alentaron, apoyaron y oraron por mí en los tiempos más difíciles de mi estancia en Cuba. Dios les bendiga.
- Al Prof. Tit. Dr. Cs Rafael Martínez Silva y Dr. C. Ramón Eddie Peña Abreu, mis oponentes durante la pre-defensa, por sus críticas constructivas de la tesis y señalamientos.
- Al Benigno Rolando Noa Monjes, Máster en Ciencias de la Educación por su apoyo en revisar la redacción y la autografía de la tesis.
- Por último a mi esposa amada e hijos que han trabajado y esforzado duramente estos años difíciles para mantenerme en Cuba.

DEDICATORIA

A mi esposa preciosa: Rachael Folukemi Oluwaseyi

Hijas: Berkies Oluwadamilola Oluwaseyi

Temidayo Deborah Oluwaseyi

Hijos: John Ayodeji Oluwaseyi

Samuel Inioluwa Oluwaseyi

SÍNTESIS

El presente trabajo de investigación, tiene como objetivo establecer criterios para la evaluación del comportamiento mecánico-estructural del macizo rocoso donde se laborean las minas subterráneas, con el empleo de la modelación numérica, basada en el método de elementos finitos. Este trabajo se enmarca en dos momentos importantes: primero, el análisis de los criterios geomecánicos con el empleo de la modelación numérica por método de elementos finitos para la evaluación del comportamiento estructural de la masa de rocas y, en segundo lugar, su aplicación en las minas subterráneas, Descanso y Meloneras, ubicadas en Placetas, Villa Clara, Cuba. Para ello se realiza un análisis de las características ingeniero-geológicas, donde se consideran las propiedades físico-mecánicas de las rocas intactas y del macizo rocoso, las constantes de materiales que constituye el mismo, sus características estructurales que permiten establecer las ecuaciones que describen el estado tensional de las principales litologías que componen el medio. Los criterios considerados parten de las características estructurales y el comportamiento de la masa de rocas, la geometría de las excavaciones y el sostenimiento empleado, los cuales permiten crear modelos sin soporte y con soporte de ancla y hormigón lanzado. Los resultados del análisis muestran que el macizo rocoso es quebradizo y los modelos creados revelan que para las minas estudiadas, las tensiones máximas con valores entre 0,22 MPa y 0,99 MPa, ocurren en las secciones de cambio brusco de la excavaciones, los desplazamientos máximos con magnitudes de 0,20 mm a 0,95 mm, ocurren por las esquinas superiores y los techos, las deformaciones con valores entre 0,001 m² y 0,01 m² ocurren en los techos y por los lados y el valor mínimo del factor de resistencia es de 1,30 a 1,83. Estos resultados, obtenidos de los modelos confirman la competencia del macizo rocoso de las minas analizadas, por lo tanto no necesitan sostenimiento. No obstante, los resultados de esta investigación permitirá, también, establecer un monitoreo eficaz del macizo por ser quebradizo para evitar el riesgo de la caída de los pedazos de rocas.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCION.....	1
CAPÍTULO I. ANTECEDENTES Y ACTUALIDAD DE LA INVESTIGACIÓN.....	8
I.1. Introducción.....	8
I.2. Análisis de los trabajos precedentes en la geomecánica	9
I.3. Análisis de los trabajos precedentes en la geomecánica con empleo de la modelación numérica	23
I.4. Conclusiones parciales.....	29
CAPITULO II. CARACTERÍSTICAS INGENIERO - GEOLÓGICAS DE LAS MINAS, OBJETO DE ESTUDIO.....	31
II.1. Introducción	31
II.2. Ubicación geográfica del yacimiento, Descanso	31
II.3. Características geológicas de la región de estudio	32
II.4. Hidrogeología del yacimiento, Descanso.....	36
II.5. Diseño experimental.....	37
II.6. Evaluación del agrietamiento, Descanso.....	42
II.7. Evaluación de la bloquicidad en la mina Descanso	44
II.8. Determinación de las Propiedades físico-mecánicas de las rocas en la mina Descanso	45
II.9. Criterios para el análisis de los esfuerzos que se producen en el macizo rocoso	49
II.9.1 Análisis de los esfuerzos por el criterio de Mohr-Coulomb.....	51

II.9.2 Análisis de los esfuerzos por el criterio de Hoek-Brown generalizado	53
II.10. Análisis geológico-estructural de la mina Meloneras.....	55
II.11. Conclusiones parciales.....	59
 CAPITULO III. CRITERIOS GEOMECÁNICOS PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO MECANICO-ESTRUCTURAL DEL MACIZO ROCOSO CON EL EMPLEO DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA	60
III.1 Introducción	60
III.2 Criterio para establecer la dimensión de la excavación y frontera externa de los modelos....	60
III.3 Criterio para establecer las fronteras y las propiedades del macizo rocoso	63
III.4 Criterio para el análisis de las grietas destacadas y sus propiedades.....	63
III.5. Criterio para establecer el soporte de las excavaciones.....	66
III.6. Criterio de modelación numérica por el método de elementos finitos.....	69
III.6.1. Fundamento matemático de los modelos	71
III.6.2. Análisis del comportamiento elástico – plástico	75
III.7. Procedimiento para la creación de los modelos en las minas profundas	76
III.8. Procedimiento para crear el modelo de excavación cercana a la superficie de la tierra.....	79
III.9. Evaluación teórica de los modelos	80
III.10. Conclusiones parciales.....	81
 CAPITULO IV. VALIDACIÓN DE LOS CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN MECÁNICO-ESTRUCTURAL DEL MACIZO ROCOSO.....	82
IV.1. Introducción.....	82

IV.2 Caso de estudio de la mina subterránea Descanso	83
IV.2.1. Presentación de datos	83
IV.2.2. Presentación de los resultados de los modelos de la mina Descanso.....	86
IV.2.2.1. Modelo A	86
IV.2.2.2. Modelo B	88
IV.2.2.3. Modelo C	90
IV.2.3. Análisis de los resultados de la mina Descanso	92
IV.3. Caso de estudio: socavón de la mina Meloneras	95
IV.3.1. Presentación de datos	95
IV.3.2. Presentación de los resultados del modelo de socavón de la mina Meloneras	95
IV.3.3. Análisis de los resultados del modelo del socavón de la mina Meloneras.....	97
IV. 4. Conclusiones parciales	98
CONCLUSIONES.....	99
RECOMENDACIONES.....	100
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	

INTRODUCCION

Desde la antigüedad la explotación minera subterránea ha tenido una gran importancia social y económica para las poblaciones urbanas o rurales ubicadas cercanas al lugar donde se encuentran los depósitos minerales por el desarrollo que aporta a estas al percibir los beneficios que de ella se derivan.

La minería es una actividad que se maneja con mucha responsabilidad y en la que se emplean las tecnologías más apropiadas para lograr el mayor aprovechamiento de estos recursos. Es por ello que las empresas mineras tienen como objetivo primordial la extracción óptima y racional de las reservas minerales con el mayor beneficio económico, racionalidad y máxima seguridad de las operaciones. Por otro lado el negocio de la minería es de alto riesgo a la hora de considerar la búsqueda de recursos minerales y el impacto ambiental provocado por su explotación.

Lo expuesto anteriormente conduce a la necesidad de realizar investigaciones geomecánicas que permitan la extracción completa y segura de los depósitos minerales al minimizar los riesgos.

La evaluación geomecánica de los macizos rocosos se fundamenta sobre postulados científicos y tecnológicos cada vez más complejos. Desde finales del siglo XIX hasta los años 30 del XX, se explican los hechos, empleando la mecánica de la construcción y como esquema de cálculo, las figuras geométricas simples. Durante esta etapa se admite habitualmente, que la causa fundamental de las presiones alrededor de las excavaciones lo constituye la masa de rocas que se encuentra dentro de la bóveda formada en la excavación y se afirmó que con el aumento de la profundidad, el componente horizontal del estado tensional aumenta y la bóveda no se forma, pero la experiencia mundial ha demostrado lo contrario, que la tensión horizontal y la vertical tienden a igualarse con la profundidad y que la tensión horizontal generalmente es superior a la vertical incluso a pequeñas profundidades. En ésta época no se analizan los problemas

relacionados con la influencia de las características internas y no lineales de las rocas, ni de la configuración irregular de las excavaciones lo que limita hasta cierto punto el aseguramiento de las operaciones en las minas subterráneas.

Ya desde las décadas de los años 30 y 40 del siglo XX, se utiliza para la solución de los problemas del comportamiento mecánico estructural, la mecánica del medio continuo, con el cual se inicia la modelación de los procesos constructivos de las obras subterráneas, introduciendo en el cálculo de la presión minera, la modelación con materiales equivalentes donde se considera un medio continuo homogéneo y se asume un número infinito de micro bloques de ciertas propiedades mecánicas, la cual se hace tender a cero para formar un conjunto de ecuaciones que permite determinar las deformaciones no elásticas en cualquier punto dentro del medio. En este periodo no se pudo aprovechar al máximo la ventaja de este criterio en las minas subterráneas, por no existir un medio eficaz para solucionar el conjunto de ecuaciones diferenciales resultantes.

El estudio de la caracterización mecánico estructural comenzó desde la década del 40, y fueron considerados parámetros tales como: características geológicas de la masa rocosa, peso o carga de la roca sobre el soporte de acero en un túnel, tiempo de espera de una luz sin soporte, la calidad del macizo rocoso (RQD), y el método cuasi-cuantitativo para describir el macizo rocoso y para la elección del soporte en pequeñas excavaciones y en túneles. La complejidad de las características estructurales del macizo rocoso genera imprecisiones en los modelos matemáticos. Los investigadores que se dedican a la geomecánica han trabajado con los métodos empíricos con resultados satisfactorios, pero no han llegado a la corrección de la estimación más exacta y necesaria, por ejemplo, se clasifica entre los grupos de problemas indeterminados que no es fácil resolver por la aplicación de la teoría de probabilidad, la inestabilidad provocada por alta tensión formada alrededor de las excavaciones subterráneas al iniciar la ruptura, la cual resulta en un comportamiento extremadamente complejo en el macizo rocoso. Es decir, los

proceso de propagación de la fractura y deformación del macizo rocoso alrededor de las excavaciones son procesos interactivos que no pueden ser representados por conjuntos de ecuaciones simples. Por ello, estos tipos de problemas requieren del uso de modelos numéricos que pueden describir el proceso de ruptura progresiva y de la transferencia de carga de los elementos en ruptura a los fracturados hasta que se logra el equilibrio o, en último caso el colapso de la estructura.

La aparición de las técnicas basadas en los métodos numéricos que proporcionan una convergencia y aproximación que permite la estimación de los parámetros para un pronóstico en las obras ingenieriles, han permitido un mayor acercamiento al análisis del comportamiento de algunos de los elementos que caracterizan estas obras. Este hecho propició que los investigadores geotécnicos hayan concentrado sus esfuerzos en la aplicación de la técnica de modelación numérica para resolver los problemas geomecánicos en la minería subterránea.

El método de elementos finitos ha sido empleado en la rama de la geomecánica y consiste en establecer un modelo que permita, a partir de las características constitutivas del macizo rocoso, la geometría de la obra y de las características de las cargas, analizar el comportamiento tenso-deformacional de la misma. La determinación del modelo constitutivo ideal para los macizos rocosos consiste en considerar las características tanto mecánicas como físico-químicas de las partículas, con el cual se pueden considerar los giros, deslizamientos y deformaciones de cada partícula que conforma el material.

En Cuba, la geomecánica ha sido empleada fundamentalmente para la caracterización del macizo rocoso donde se encuentran ubicadas las minas y obras subterráneas, dirigida a evaluar el comportamiento o estado de las rocas para pronosticar sus condiciones de estabilidad y proponer soluciones para el soporte de la excavación. Asimismo se ha utilizado en el estudio de sus características estructurales para el diseño de las voladuras y para el arranque de las rocas. Con

el cual se pueden considerar los giros, deslizamientos y deformaciones de cada partícula que conforma el material.

En Cuba, la geomecánica ha sido empleada fundamentalmente para la caracterización del macizo rocoso donde se encuentran ubicadas las minas y obras subterráneas, dirigida a evaluar el comportamiento o estado de las rocas para pronosticar sus condiciones de estabilidad y proponer soluciones para el soporte de la excavación. Asimismo se ha utilizado en el estudio de sus características estructurales para el diseño de las voladuras y para el arranque de las rocas. Con ello se han empleado las clasificaciones geomecánicas como herramientas básicas para el análisis mecánico estructural de los macizos, pero la modelación numérica para su evaluación no se ha trabajado lo suficiente.

Esta investigación se enmarca en dos fases: primero, el análisis del empleo del método de elementos finitos (MEF) en la modelación numérica de los macizos rocosos y en segundo lugar, su aplicación en la evaluación del comportamiento mecánico y estructural de los mismos en las minas subterráneas.

Atravesar un macizo rocoso implica alterar su estado de equilibrio y éste, en respuesta a dicha alteración, trata de alcanzar un nuevo estado de estabilidad si no llega a derrumbarse. Debido al espacio abierto en las excavaciones, este proceso puede provocar hundimiento en la superficie, como ocurrió en la mina Descanso. De igual manera, la actividad humana, los accidentes tectónicos y otros fenómenos naturales contribuyen al debilitamiento del macizo. Las observaciones de las muestras de sondeos de las minas Descanso y Meloneras demuestran el nivel de daño tectónico sufrido por el macizo rocoso. Un examen visual revela los contactos entre rocas el gabro y la serpentinita, y el agrietamiento por el efecto tectónico y tecnológico. Todos estos procesos tienen que ver con problemas geomecánicos. El informe geológico y técnico de la Empresa Geominera del Centro, revela que la

caracterización hecha por el método empírico no está detallada, ni ha sido realizada o supervisada por un especialista en geotecnia, tampoco se ha aplicado el método de modelación numérica para el análisis de los datos geomecánicos en las minas estudiadas limitando de esta forma el alcance de las medidas tomadas.

De este análisis se concluye que deben buscarse nuevas vías para conocer el comportamiento de los macizos rocosos donde se ubican las excavaciones subterráneas, por lo que el **problema científico** que se resuelve en esta investigación es: la no existencia de criterios para la evaluación del comportamiento mecánico y estructural del macizo rocoso donde se laborean las excavaciones subterráneas, desarrollados a partir de modelos numéricos.

Como **objetivo general** de la investigación se plantea: establecer criterios para evaluar el comportamiento mecánico y estructural del macizo rocoso mediante la modelación numérica, con el método de elementos finitos.

El **objeto de estudio** se enmarca en: los criterios para la evaluación geomecánica del macizo rocoso. Y como **campo de acción**: las minas Descanso y Meloneras.

Se declara como **Hipótesis** que: si se analizan las características ingeniero-geológicas del macizo rocoso, se evalúan sus propiedades mecánica-estructurales y se emplea la modelación numérica por el Método de Elementos Finitos, entonces, se pueden establecer criterios que permiten crear los modelos para la evaluación del comportamiento mecánico-estructural de las excavaciones subterráneas.

Objetivos específicos

1. Analizar las características ingeniera-geológica del macizo rocoso.

2. Valorar los criterios existentes que deben ser considerados para realizar el análisis mecánico-estructural del macizo rocoso.
3. Evaluar los criterios para valorar el comportamiento mecánico y estructural del macizo rocoso mediante la modelación numérica, con el método de elementos finitos.
4. Aplicar el método de elementos finitos para crear los modelos que permiten la evaluación del comportamiento mecánico y estructural del macizo.
5. Realizar el análisis de los resultados obtenidos.

Tareas de la investigación

1. Estudio del estado actual de la temática.
2. Estudio y evaluación de las características geológicas y estructurales del macizo rocoso.
3. Análisis de los criterios geomecánicos con el empleo del MEF, que permiten modelar las excavaciones subterráneas, las discontinuidades y los materiales constitutivos del macizo rocoso.
4. Valoración del grado de afectación que sufren las excavaciones.
5. Aplicación de los resultados en problemas prácticos.

La **novedad científica** de la investigación está dada en que se establecen criterios que permiten realizar la evaluación del comportamiento mecánico- estructural del macizo rocoso, con el empleo de la modelación numérica, basada en el método de elementos finitos, con la finalidad de crear los modelos numéricos para las excavaciones de las minas Descanso y Meloneras.

El **aporte teórico se sustenta en que:** con el empleo de la modelación numérica basada en el método de elementos finitos, se logra una mejor precisión en la obtención de los parámetros que se emplean

para la evaluación geomecánica del macizo rocoso en las excavaciones de las minas subterráneas, Descanso y Meloneras, lo que es sustentado a partir de los resultados de ensayos realizados en los trabajos de laboratorio y directamente en el macizo rocoso.

Constituyen **aportes prácticos** de la investigación:

- La creación de los modelos numéricos que permiten evaluar el comportamiento del macizo rocoso.
- La evaluación del comportamiento mecánico estructural del macizo rocoso mediante el método de elementos finitos.
- Evaluación del nivel de daños producido en el macizo rocoso donde se ubican las excavaciones subterráneas.

La siguiente figura relaciona las distintas etapas de trabajo:

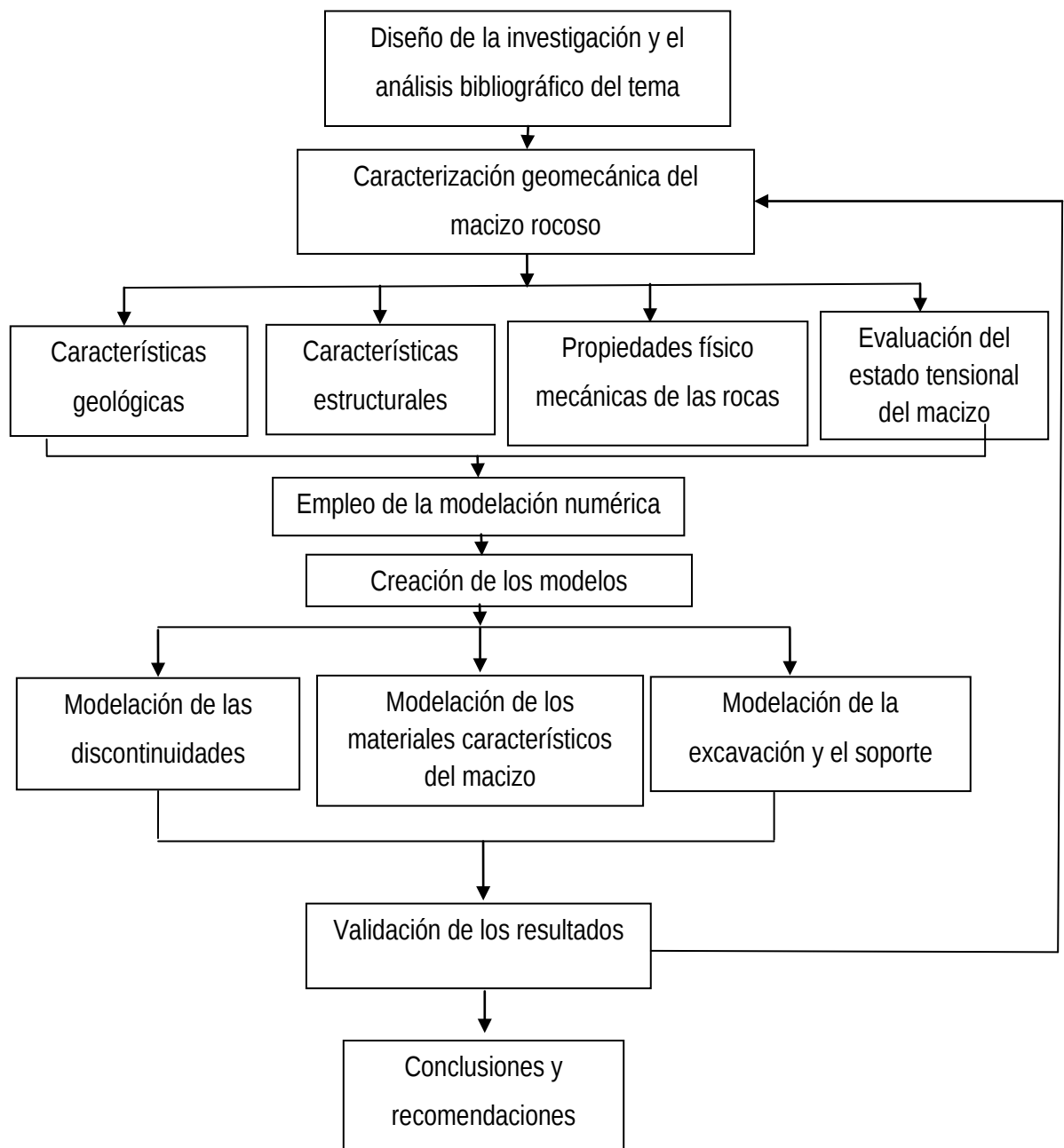


Figura I. Flujograma de trabajo

CAPITULO I. ANTECEDENTES Y ACTUALIDAD DE LA INVESTIGACIÓN

En este capítulo se tratan aspectos empíricos y teóricos relacionados con la práctica del estudio del comportamiento mecánico-estructural de macizo rocoso desde la antigüedad. La necesidad de analizar cómo se comportan los conceptos, magnitudes, variables, leyes y modelos que existen en la geomecánica como ciencia y su sistematización con el objetivo de determinar en qué medida estos contribuyen a la evaluación del comportamiento del macizo rocoso, empleando la modelación a partir del método basado en elementos finitos y en qué medida estos son insuficientes, conlleva a analizar y sintetizar el estado de esta ciencia y la aplicación de nuevos criterios que permitan evaluar el comportamiento del macizo desde etapas precedentes al proceso de laboreo de las excavaciones mineras.

I.1. Análisis de los trabajos precedentes en la geomecánica

Desde finales del siglo XIX hasta la década del 30 del siglo XX, Protodiakonov (1933), Nasonob (1969) y Cimbarievich (1951), explican los hechos empleando la mecánica de la construcción y como esquema de cálculo las figuras geométricas simples y establecen el concepto de bóveda de equilibrio, el criterio de luz estable y que la forma y dimensiones de la bóveda determinan la presión del macizo alrededor de la excavación (Martínez, 2002). Luego, en las décadas de los años 30 y 40 del siglo pasado, se utiliza la mecánica del medio continuo para la solución de los problemas y se inicia la modelación de los procesos constructivos de las obras subterráneas, pero no se pudo aprovechar de forma óptima la ventaja de este criterio en las minas subterráneas por no existir un medio eficaz para solucionar el conjunto de ecuaciones diferenciales que se forman (Shen y Kushwaha, 1998).

Entre los años de la década del 40 hasta fines del siglo XX los investigadores geomecánicos, como Terzaghi (1946), Deere (1964, 1989), Wickham y otros autores (1972), Bieniawski (1973, 1989), Barton y otros (1974), Louis (1974), Palmstrom (1982), Boluchof (1982), Franklin, (1994, 1997) realizaron el análisis de la interacción entre la práctica y las formulaciones hipotéticas para pronosticar el comportamiento de la obra subterránea. A inicios del siglo XXI, en Cuba, Cartaya y Blanco (2000), Mondéjar (2001), Noa (2003) y otros emplearon los métodos empíricos desarrollados por Barton, Bieniawski y Boluchof para caracterizar macizos rocosos en las minas subterráneas y los túneles. Por otro lado, Martinez (2002, 2011) desarrolló una metodología de pronóstico fundamentada en el criterio de Mohr-Coulomb (Mohr, 1900; Coulomb, 1776) para la evaluación de la estabilidad del macizo rocoso de las minas subterráneas.

En las décadas analizadas los científicos geomecánicos establecieron el modelo de interacción del macizo - fortificación definido por las propiedades mecánicas del macizo y la forma en que ocurre el “fallo”. La solución se obtiene mediante ecuaciones empíricas y gráficos, que sirven como criterio para obtener resultados que se ajustan a las condiciones específicas de las obras mineras. También se consideró la forma de la sección transversal de la excavación como consecuencia del estado tensional, el carácter espacial durante la ejecución del laboreo de la excavación, la anisotropía del medio y la distribución de las cargas en el proceso de fortificación. Pero presentan las siguientes insuficiencias: no considera la irregularidad de las geometrías de la excavación y de los materiales que constituyen el macizo rocoso ni la no – linealidad de las propiedades del mismo y no se pueden pronosticar los valores de las tensiones, desplazamientos y deformaciones en cada punto del contorno de la parte constituida por el área de influencia de la excavación.

I.2. Análisis de los trabajos precedentes en la geomecánica con empleo de la modelación numérica

Desde la antigüedad en el campo del modelo elástico, Hooke (1678), Young (1807), Cauchy (1821), Coleman y Gurtin (1967), realizaron investigaciones sobre el comportamiento elástico de materiales Kaspar (2000), sin las cuales sería imposible el desarrollo que la modelación numérica ha tenido actualmente. Por otro lado, la determinación de las tensiones, desplazamientos y el fallo del macizo rocoso por el método tradicional está limitada. Las ventajas del método de la modelación numérica por elementos finitos (MEF) están dadas en que puede ser utilizado para resolver una gran parte de los problemas de los medios y campos continuos, adoptar la expresión en matriz y así poder usar los programas de computación para resolver cualquier problema relacionado con la geometría irregular (Shen y Kushwaha, 1998; Hoek, 2007).

Autores e investigadores de la ciencia geomecánica, Zienkiewicz y Taylor (1994), Shen y Kushwaha (1998), Duarte y Fernández (2005), Castro y otros (2007), Burgoa y otros autores (2009), Navarro y Dinis (2011), Salazar y Córdova (2013) han empleado la modelación numérica por el MEF para simular el comportamiento mecánico-estructural de los diferentes macizos rocosos, la cual permitió resolver, con buenos resultados, problemas complejos caracterizados por configuraciones irregulares, propiedades no-lineales y heterogeneidad de los materiales. No obstante, en Cuba y en Nigeria el método de modelación numérica no ha sido muy difundido para resolver problemas de estabilidad en los macizos rocosos, tanto en las obras mineras subterráneas como en las superficiales (Oluwaseyi y otros, 2017).

CAPITULO II. CARACTERÍSTICAS INGENIERO - GEOLÓGICAS DE LAS MINAS OBJETO DE ESTUDIO

En este capítulo, se estudian las principales características ingeniero-geológicas del macizo rocoso, que incluyen un breve análisis de las particularidades geológicas, hidrogeológicas y tectónicas de la región donde se encuentran las minas objeto de estudio. Igualmente se analizan las características estructurales que se manifiestan, se determinan las propiedades físico-mecánicas de las rocas intactas, se realiza la evaluación geomecánica empleando el criterio apropiado con el objetivo de establecer el tipo de macizo y se determinan las ecuaciones que lo describen.

II.1. Ubicación geográfica de los yacimientos, Descanso y Meloneras

Los yacimientos Descanso y Meloneras están situados en el municipio Placetas, en la provincia Villa Clara, a 32 Km al suroeste de la capital provincial, la ciudad de Santa Clara. El mapa del área de la concesión se muestra en la figura 2.1.

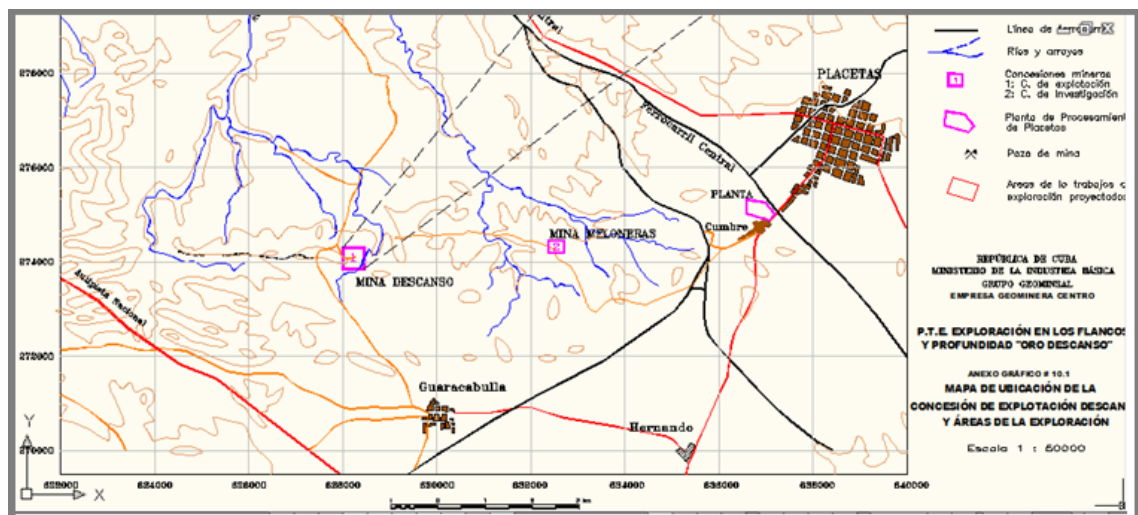


Figura 2.1 Mapa de ubicación de las minas Descanso y Meloneras (Fuente: Geominera del Centro, 2013).

II.2. Diseño experimental

Para valorar el agrietamiento en la mina Descanso, se seleccionaron los niveles III, IV, el subnivel IV y la superficie de la mina. Se escogió el socavón como el área para la evaluación de la mina Meloneras. Se subdividió cada nivel en tres zonas: A, B y C, cada una de longitud 6 m y el área del socavón en las zonas A hasta E, cada una de 8 m. Se identificaron los tipos de litología (serpentinita masiva y gabro) y las familias de grietas presentes en cada zona, se midieron las orientaciones de las familias de grietas y las distancias entre grietas en cada tramo. Se determinó el número volumétrico de grietas y se calculó el volumen de los bloques y se estimó la forma de éstos con el método de Palmström (1982).

Se emplearon los criterios propuestos por Hoek y otros autores (1995) así como los de Sonmez y Ulusay (1999, 2002) para valorar la estructura de la superficie de la excavación y las condiciones de las estructuras teniendo en cuenta la rugosidad, el grado de meteorización y el relleno. Sobre la base de estos parámetros se determinó el valor del Índice de Resistencia Geológica (GSI) que permite evaluar la calidad del macizo rocoso de manera cuantitativa.

Por el principio de bloques aleatorios (Spiegel, 1975) se seleccionó el Nivel IV de la mina Descanso, dividido en tres zonas: A, B y C (figura 2.2), representativas de diferentes estructuras presentes en la mina y se eligió un tramo para el análisis del socavón de la mina Meloneras. En las zonas A y C se identificaron dos tipos de litologías: serpentinita masiva y gabro, y en la Zona B una: serpentinita masiva. Para cada una se consideraron los siguientes parámetros de los que depende la función de respuesta: la resistencia a la compresión uniaxial y a la tracción, el peso volumétrico y el módulo de Young. Se realiza el análisis estadístico por el método de *t-student*.

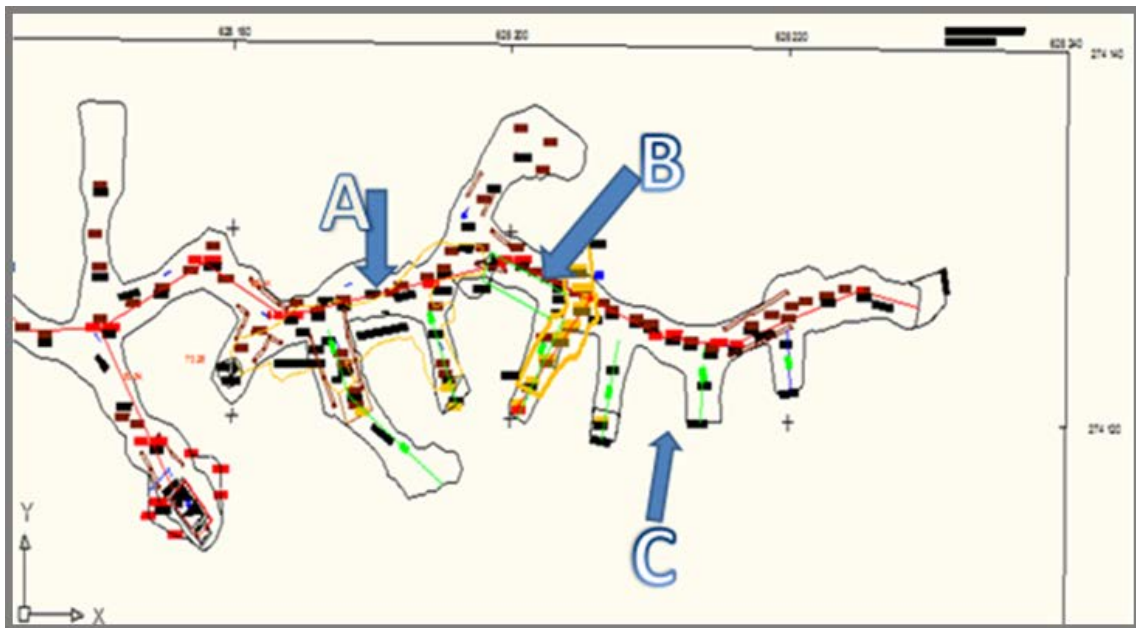


Figura 2.2. Ubicación de las zonas de estudio, Nivel IV de la mina Descanso

II.3. Características ingeniero - geológicas de las minas Descanso y Meloneras

Los yacimientos Descanso y Meloneras se localizan dentro de las rocas del Complejo Ofiolítico septentrional y se encuentran dentro de una faja de serpentinitas y rocas ultra máficas más o menos serpentinizadas (más de 90% del área) que representan una brecha tectónica gigante compuesta por fragmentos y bloques de rocas del complejo ofiolítico y otras rocas incluidas en una masa plástica intensamente esquistosa. La zona mineral está afectada por varios sistemas de fallas y fracturas transversales con poco desarrollo por su longitud, las que no provocan desplazamiento por más de 0,2 m. El caudal en este complejo es débil y se encuentra oscilando en el rango de 0,03 a 1,0 l/seg (Orestes y otros, 2010).

II.4. Evaluación del agrietamiento y de la bloquicidad de las minas Descanso y Meloneras

Fundamentado en el método propuesto por Palmström (1982, 1998) y aprobado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM, 1978) se realizó el estudio de las discontinuidades del

macizo rocoso de las minas Descanso y Meloneras. Mediante la observación *in-situ*, en estas minas y según el diseño del experimento, se observaron tres sistemas de familia de grietas y se realizaron las mediciones del azimut y el ángulo de buzamiento de cada una según su familia y también se midió la distancia entre las grietas según la orientación de cada familia y se calculó, a partir de las mediciones realizadas, el espaciamiento promedio entre ellas. Los valores promedios del espaciamiento para las minas Descanso y Meloneras se muestran en las tablas 2.2 y 2.3, respectivamente. Se observaron grietas continuas, rugosas y lisas, en ocasiones con espejos de fallas.

De igual forma, se observaron las grietas con paredes alteradas con películas deslizantes y finas producto de la alteración de la serpentinita, que se desintegran fácilmente. El flujo de agua es inferior a cinco litros por minutos. Se observó un goteo ligero y humedad en las paredes de las excavaciones. También se determinó el volumen de los bloques con la expresión 2.1 y la forma de los bloques en cada litología con el método de Palmström y se obtuvieron los resultados mostrados en las tablas para las minas Descanso y Meloneras (ver tablas 2.1 y 2.2, respectivamente).

$$V_b = \beta J_v^{-3} \left(\frac{1}{\sin \gamma_1 \cdot \sin \gamma_2 \cdot \sin \gamma_3} \right) \quad (2.1)$$

De manera que, γ_1 , γ_2 , γ_3 son los ángulos entre las familias de grietas (grados) y para este estudio son aproximadamente 90° .

$$\beta = \frac{(\alpha_2 + (\alpha_2 * \alpha_3) + \alpha_3)^3}{(\alpha_2 * \alpha_3)^3} \quad (2.2)$$

$$\alpha_2 = \frac{d_2}{d_1} \quad \text{y} \quad \alpha_3 = \frac{d_3}{d_1}$$

$$J_v = \frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_2} + \frac{1}{d_3} + \dots + \frac{N_r}{d_r} \quad (2.3)$$

d_1 , d_2 , d_3 - espaciamiento medio entre grietas de cada familia. 1, 2, y 3 (m).

J_v - número volumétrico de grietas (m^{-3}) y se calcula por la expresión 2.12

N_r - números de grietas aleatorias.

d_r - promedio del espaciamiento entre grietas aleatorias, se asume $S_r = 5$ (Zhang, 2005).

Tabla 2.1. Volumen del bloque, mina Descanso

Obras	Tipo de roca	Distancia promedio entre grietas(m)	RQD	Jv	Volumen del bloque, V _b , (m ³)	Interpretación de tamaño	Forma de los bloques
Galería	Serpentinita masiva	0,24	73,83	13,51	0,01104	Medio	Bloques alargados y planos
	Gabro	0,21	81,01	11,31	0,00660	Pequeño	Bloques cúbicos
Crucero	Serpentinita masiva	0,26	22,92	11,69	0,02148	Medio	Bloques alargados y tabulares
	Gabro	0,33	35,07	9,64	0,01240	Medio	Bloques cúbicos

Tabla 2.2. Volumen, tamaño y forma de los bloques para el socavón, mina Meloneras.

Rocas	Distancia promedio entre grietas(m)	RQD	Jv	Volumen de bloque, vb (m ³)	Interpretación	Forma de bloques
Serpentinita masiva	0,34	89.33	7.78	0,95	Tamaño de bloque grande	Alargado y tabular
Gabro	1,45	95	6.18	16,16	Tamaño muy grande	Alargado y tabular

II.5. Análisis de los esfuerzos que se producen en el macizo rocoso de las minas Descanso y Meloneras

Desde la antigüedad hasta el presente siglo XXI los investigadores geomecánicos como Protodiakonov (1933), Deere (1964), Boluchof (1982), Bieniawski (1989), Barton y Bandis (1990), Palmström (1995), Von Mises (Shen y Kushwaha, 1998), Hoek-Brown (Hoek y otros, 2002), Yudhbir-Bieniawski (Bieniawski, 2011) y Mohr-Coulomb (Martínez, 2011) desarrollaron criterios y metodología de pronóstico para evaluar la calidad del macizo rocoso y determinar su capacidad portante. Entre estos criterios existentes, se empleó en esta investigación el criterio de Hoek-Brown para realizar el análisis elasto-plástico del macizo estudiado y el criterio de Mohr-Coulomb para el análisis elástico del mismo porque han sido muy usados en la práctica minera y también por la disponibilidad del *software* del MEF que utilizan sus parámetros para crear modelos que permiten evaluar el comportamiento mecánico-estructural de los macizos rocosos.

Para ello, se determinaron las propiedades físicas de las rocas en los laboratorios de las empresas Geominera del Centro, Santa Clara; Recursos Hidráulicos, Holguín y Santa Clara, y se empleó la distribución de *t-Student* para el análisis estadístico de los resultados. Los valores promedios para la mina Descanso se muestran en las tablas 2.3 y 2.4 y para la mina Meloneras en las tablas 2.5 y 2.6. Se determinaron los parámetros de la cohesión y el ángulo de fricción interna de la roca intacta por el método gráfico y para los parámetros del macizo rocoso se utiliza el programa, Roclab (2002).

Los parámetros del Índice de Resistencia Geológica (GSI), constante de Hoek-Brown para roca intacta (m_i), valor reducido del constante de m_i (m_b), constantes que dependen de las características del macizo rocoso (s y a) y el factor de perturbación (D) fueron determinados por el método de Hoek-Brown modificado por Sonméz-Ulusay. Con estos valores se determinaron las ecuaciones del estado tensional para la serpentinita masiva y el gabro, con el uso de la ecuación de Hoek-Brown generalizado en las dos minas, las cuales se muestran en las tablas 2.7 y 2.8.

Tabla 2.3. Parámetros y propiedades físico-mecánicas de las rocas intactas, de la mina Descanso

Parámetros	Modelo -A		Modelo-B	Modelo-C	
	Serpentinita masiva	Gabro	Serpentinita masiva	Serpentinita masiva	Gabro
GSI	62,5	52,5	62,5	62,5	62,5
m _i	21	30	21	21	30
D	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
σ_{ci} (MPa)	38,66	89,14	38,66	38,66	89,14
Módulo de Young (MPa)	1408,29	2014,84	1408,29	1408,29	2014,84
Coefficiente de Poisson	0,12	0,18	0,12	0,12	0,18
Cohesión (MPa).	6,88	18,44	6,88	6,88	18,44
Ángulo de fricción (°)	48	41	48	48	41
Peso volumétrico (t/m ³)	2,80	3,00	2,80	2,80	3,00

Tabla 2.4. Parámetros y propiedades físico-mecánicas del macizo rocoso, mina Descanso

Parámetros	Modelo - A		Modelo-B	Modelo-C	
	Serpentinita masiva	Gabro	Serpentinita masiva	Serpentinita masiva	Gabro
m _b	2,675	2,206	2,675	2,675	3,822
s	0,004	0,001	0,004	0,004	0,004
a	0,502	0,505	0,502	0,502	0,502
Cohesión, MPa.	2,250	4,750	2,250	2,250	5,768
Ángulo de fricción interna (°)	34,50	32,90	34,50	34,50	37,59
Peso volumétrico (MN/m ³)	0,0275	0,0294	0,0275	0,0275	0,0294
Tens.prin. mayor(σ_{v1}) KPa	2,5	2,61	2,5	2,5	2,61
Tens. Prin. Menor(σ_{h3}) KPa	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2
Angulo entre σ_{v1} y eje. x	48	48	48	60	60
Resistencia a tensión, MPa	0,063	0,041	0,063	0,063	0,102
Resistencia a compresión uniaxial, MPa	2,521	2,759	2,521	2,521	5,812
Resistencia global, MPa	8,554	17,459	8,554	8,554	23,435
Módulo de deformación MPa	8299,35	7086,79	8299,35	8299,35	12602,30

Tabla 2.5. Parámetros físico-mecánicos, de las rocas intactas, Meloneras

Parámetros	Serpentinita masiva	Gabro
σ_{ci} (MPa)	61,19	150,83
Peso volumétrica(t/m ³)	2,71	2,98
Módulo de Young (MPa)	5095.92	6768.14
Coefficiente de Poisson	0,12	0,18
GSI	77,5	77,5
m_i	15	25
D	0	0
m_b	6,716	11,193
s	0,0821	0,0821
a	0,501	0,501
Cohesión (MPa).	8,54	18,13
Angulo de fricción (°)	59	63

Tabla 2.6. Parámetros del macizo rocoso para la modelación del socavón, Meloneras

Parámetros	Serpentinita masiva	Gabro
Proporción de tensión	0,14	0,22
Resistencia a tracción, MPa	0,748	1,106
Resistencia a compresión uniaxial, MPa	17,499	43,134
Resistencia global, MPa	24,645	74,01
Módulo de deformación, MPa	38092,57	48696,75
Cohesión, MPa.	5,482	14,761

Tabla 2.7. Expresiones para la estimación de la resistencia del macizo, mina Descanso

O b r a s	Tipo de roca	m _b	s	σ _{ci}	a	Criterio para la estimación de la resistencia.
G a l e r í a	Serpentinita masiva	2,68	4,4.10 ⁻³	38,66	0,502	$\sigma_1 = \sigma_3 + 38,66(0,07\sigma_3 + 0,004)^{0,502}$
	Gabro	2,21	1,0.10 ⁻³	89,14	0,505	$\sigma_1 = \sigma_3 + 89,14(0,03\sigma_3 + 0,001)^{0,505}$
c r u c e r o	Serpentinita masiva	2,68	4,4.10 ⁻³	38,66	0,502	$\sigma_1 = \sigma_3 + 38,66(0,07\sigma_3 + 0,004)^{0,502}$
	Gabro	3,82	4,4.10 ⁻³	89,14	0,502	$\sigma_1 = \sigma_3 + 89,14(0,04\sigma_3 + 0,004)^{0,502}$

Tabla 2.8. Expresiones para la estimación de la resistencia del macizo, mina Meloneras.

O b r a s	Tipo de roca	m _b	s	σ _{ci}	a	Criterio para la estimación de la resistencia.
S o c a v ó n	Serpentinita masiva	6,72	8,2.10 ⁻²	61,19	0,501	$\sigma_1 = \sigma_3 + 61,19(0,11\sigma_3 + 0,08)^{0,501}$
	Gabro	11,19	8,2.10 ⁻²	150,83	0,501	$\sigma_1 = \sigma_3 + 150,83(0,07\sigma_3 + 0,08)^{0,501}$

CAPITULO III. CRITERIOS GEOMECÁNICOS PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO MECANICO-ESTRUCTURAL DEL MACIZO ROCOSO CON EL EMPLEO DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA

La complejidad de la naturaleza de los macizos rocosos, asociado con el nivel de estado tensional natural más las alteraciones que ocurren al ubicar en ellos las obras mineras que provocan un estado tensional inducido, hace difícil la tarea de describir y pronosticar el comportamiento mecánico y estructural de los mismos. Debido a ello, se necesita de forma dialéctica buscar nuevos métodos científicos y tecnológicos que se fundamenten sobre criterios y métodos proactivos que den mejores resultados con mayor precisión. Por tanto, el objetivo de este capítulo se enmarca en analizar y establecer criterios geomecánicos que permitan evaluar el comportamiento mecánico y estructural del macizo rocoso frente a la perturbación provocada por la ubicación de las excavaciones.

III.1. Criterio para establecer la dimensión de la excavación y frontera externa de los modelos

La determinación de la frontera externa de los modelos se fundamenta, de manera teórica, en los estudios realizados sobre los efectos que provoca un orificio circular en un medio isótropo y homogéneo (Hudson y Harrison, 2000; Hoek, 2007). La influencia de la excavación sobre la tensión del macizo rocoso disminuye hasta que se desvanece. Se ha comprobado por los investigadores en maquetas de las tensiones alrededor de las excavaciones subterráneas, que para una distancia igual a tres veces el radio de la excavación, la relación entre las tensiones aplicadas e inducidas está muy cerca de uno (Hoek, 1980). En esta zona, la relación entre las tensiones horizontales y verticales, k , es igual a uno. Sobre la base de este fundamento se establece la frontera externa del modelo, es decir, cuando $k = 1$.

III.2. Criterio para establecer las fronteras y las propiedades del macizo rocoso

Las propiedades de los materiales para el análisis de los modelos son: las tensiones iniciales, peso específico del material, propiedades elásticas, propiedades plásticas y los esfuerzos que actúan sobre el macizo rocoso. Estas necesitan ser ubicadas espacialmente por medio de un levantamiento topográfico, de manera que se pueda pronosticar la capacidad portante del macizo rocoso mediante el estudio de la interacción entre el agrietamiento y la relación empírica entre las tensiones principales máximas y mínimas en función de la resistencia a compresión uniaxial, factores de minoración y constantes de Hoek & Brown (m_b , s , a) para cada litología.

III.3. Criterio para el análisis de las grietas destacadas

Basado en los estudios realizados por Goodman y otros autores (1968), Ghaboussi y otros autores (1973), Wilson (1975) y Desai y un colectivo (1984) se establecieron criterios para las discontinuidades resaltadas como fallas, estratos y contactos que podrían tener, por sus peculiaridades, mayor influencia sobre el comportamiento del macizo rocoso y que permiten modelar las mismas. Además, en el análisis de las propiedades de las grietas, se considera la rigidez normal y la del cortante de cada una de éstas, como un muelle que relaciona su tensión normal y cortante al desplazarse. La rigidez de las grietas se estima por el método que se basa en las propiedades del material del relleno o las de deformación elástica del macizo rocoso y de la roca intacta.

II.4. Criterio para establecer el soporte de las excavaciones

En las minas subterráneas, se observa pérdida de estabilidad por la caída de pedazos aislados de rocas, la formación de bóveda, la zona de destrucción del macizo alrededor de la excavación y el desprendimiento del macizo (Boluchof, 1982). Por lo tanto, se analizan los tipos de modelo

mecánico (elástico, rígido-plástico, elástico-plástico o elástico-plástico-fluyente) que describen el comportamiento del macizo rocoso del estudio (Hoek, 2007; Martínez, 2011) para diseñar el modelo del soporte de la excavación. Luego, se establecen las dimensiones y geometría del tipo de soporte a emplear y se definen las propiedades del soporte que se asigna al modelo.

III.5. Criterio de modelación numérica por el método de elementos finitos

La modelación numérica constituye una reproducción simplificada de la realidad que cumple una función heurística que permite descubrir nuevas relaciones y cualidades del objeto de estudio con el empleo del cálculo numérico (Zienkiewicz y Taylor, 2000). Existen modelos continuos y modelos discontinuos para el cálculo numérico en la minas subterráneas. Los modelos continuos consideran el macizo rocoso como un medio continuo cruzado por discontinuidades y resuelven problemas en los que el comportamiento del macizo rocoso puede ser modelado por medio de las ecuaciones diferenciales de la mecánica de los medios continuos. Este tipo de modelos se divide en: método de elementos finitos, método de diferencias finitas, método de elementos de contorno, método de integrales de contorno, método de desplazamiento discontinuo y métodos híbridos (Ramírez y otros, 1991).

En esta investigación se empleó el método de elementos finitos por su utilidad en numerosas aplicaciones geotécnicas y se utiliza como método de cálculo en las distintas aplicaciones donde se tratan problemas de configuraciones más complejas y del comportamiento no-lineal de los macizos rocosos y por la disponibilidad de los programas tridimensionales, bi-dimensionales e híbridos, desarrollados para modelar el comportamiento post-ruptura del macizo rocoso, modelar la

interacción entre el soporte y el macizo y el comportamiento homogéneo y no-lineal de la roca cercana a las fronteras de la excavación.

Por el principio de la formulación de desplazamiento, se selecciona cierto bloque del volumen, V , o área, A , del macizo rocoso en medio continuo que cumple la exigencia de equilibrio del sistema, el cual ocurre cuando se igualan los trabajos externos (W) e internos (U) producidos por las fuerzas y tensiones durante el desplazamiento y minimización de la energía, por lo cual se obtiene un sistema de ecuaciones algebraicas y al resolver este da una solución aproximada del problema. Así se determinan los valores de los desplazamientos y las tensiones en el entorno que se analiza, al obtener las condiciones necesarias para la convergencia de los procesos de elementos finitos.

El análisis del modelo plástico se basa en la teoría incremental donde se relacionan la tensión y la deformación por medio de su componente de forma incremental o diferencial. Para el material elasto - plástico, las relaciones de tensión-deformación incrementales se analizan al asumir criterios de ruptura, la fluencia o la ley de endurecimiento.

CAPITULO IV. VALIDACIÓN DE LOS CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN MECÁNICO- ESTRUCTURAL DEL MACIZO

En este capítulo se presentan los datos prácticos necesarios para describir el comportamiento del macizo en las minas subterráneas Descanso y Meloneras, frente a la existencia de grietas, la variabilidad de las propiedades mecánicas del macizo rocoso y perturbaciones debido a la ubicación de las excavaciones. Todo esto con el objetivo de emplear criterios geomecánicos con la aplicación de la modelación numérica por elementos finitos para crear modelos numéricos que servirán para el

diseño de la obra subterránea y evaluar el estado tensional, el desplazamiento y el estado de destrucción del macizo rocoso.

IV. 1. Pasos necesarios para la creación de los modelos

1. Para las minas profundas, se ubica el contorno de la excavación por medio de los puntos de coordenadas para luego definir la frontera externa de la misma, la cual se determina al multiplicar el radio o la mitad de la excavación por tres (Hoek, 1980; Hudson y Harrison, 2000). Por el contrario, para la excavación cercana a la superficie, se sitúa el borde externo primero para después situar la excavación. También, se colocan al modelo las grietas destacadas y el soporte con su geometría y frontera.
2. Se crean las mallas.
3. Se definen las condiciones de las fronteras de la excavación, tales como: orientación del desplazamiento, la dirección de la tensión natural, la temperatura y el flujo de agua.
4. Se definen las propiedades de cada elemento que compone el modelo (litología, grietas y soporte).
5. Se analiza el modelo con el programa de elementos finitos.

IV.2. Presentación de los datos y los resultados de la mina Descanso

En las tablas 2.3, 2.4, 4.1, 4.2 y 4.3 se presentan los valores de los parámetros para modelar las excavaciones, las propiedades de los materiales, las grietas o contactos y el soporte de la mina Descanso. Con estos valores se crean los modelos de las excavaciones de la mina Descanso que se muestran en las figuras de la 4.1 a la 4.15 y el resumen de los valores de las tensiones, los desplazamientos, el factor de resistencia y las deformaciones, se muestran en la tabla 4.4.

Tabla 4.1. Parámetros para modelar las discontinuidades destacadas de la mina Descanso

Parámetros	Modelo A		Modelo-B	Modelo-C	
	Serpentinita masiva	Gabro	Serpentinita masiva	Serpentinita masiva	Gabro
Distancia entre grietas(m)	0,31	0,34	0,31	0,31	0,49
Rigidez normal (MPa/m)	5650	6341,41	5650	6281,52	5111,56
Rigidez cortante (MPa/m)	2522,31	2687,05	2522,31	2804,24	2165,93
K _n Ponderada	5995,71		***	5696,54	
K _s Ponderada	2604,68		***	2485,09	

Tabla 4.2. Valores de las tensiones críticas alrededor de la excavación de la mina Descanso

Obras	Tipo de rocas	Tensión crítica, P _{cr.} (MPa)
Galería	Serpentinita masiva	7,94
	Gabro	4,80
Crucero	Serpentinita masiva	0,40
	Gabro	3,26

Tabla 4.3. Valores de las propiedades de los materiales de soporte, mina Descanso

Parámetros	Modelo - A	Modelo-B	Modelo-C
Mod. de Young, Ancla, MPa	19995.5	20000	20000
Capacidad Tensional, Ancla (MN)	0,103994	0,1	0,1
Diametro de Ancla, mm	25	25	25
Mod de Young, hormigón lanzado	30000	30000	30000
Coef. de Poisson, hormigón lanzado	0,2	0,2	0,2
Grosor, m	0,1	0,1	0,1

IV.2.1. Modelo A

Las componentes del modelo A son: la galería, la serpentinita masiva que es el cuerpo de roca principal que rodea el macizo rocoso, la vetilla de gabro, dos grietas destacadas, el contacto entre serpentinita y gabro y la fortificación de anclas y hormigón lanzado. En las figuras de la 4.1 a la 4.4 se muestran, respectivamente, en 2D, los contornos y gráficos de la tensión principal mayor (σ_1), el factor de resistencia, el desplazamiento y la deformación con el gráfico de convergencia de la solución del modelo. En la figura 4.5 se muestra en 3D las tensiones y los desplazamientos.

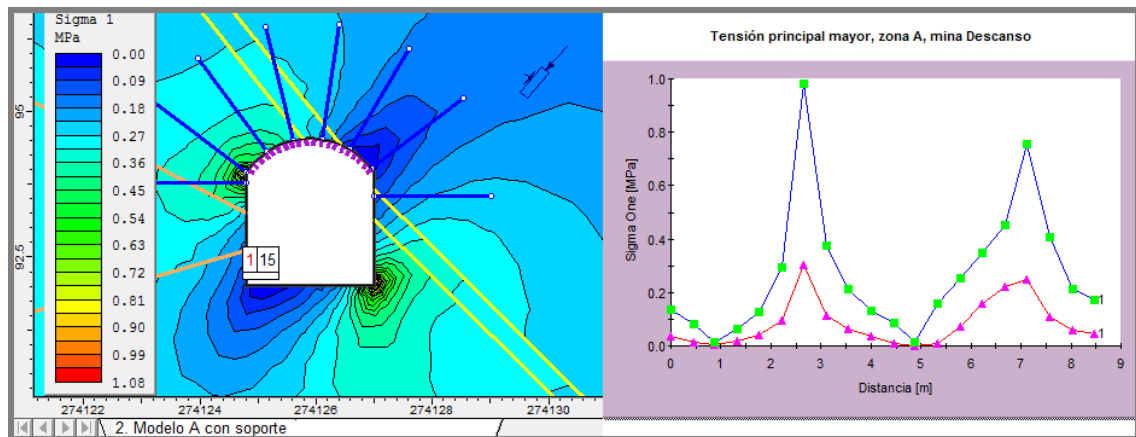


Figura 4.1. Contorno y gráfico de la tensión principal mayor (σ_1) del modelo A

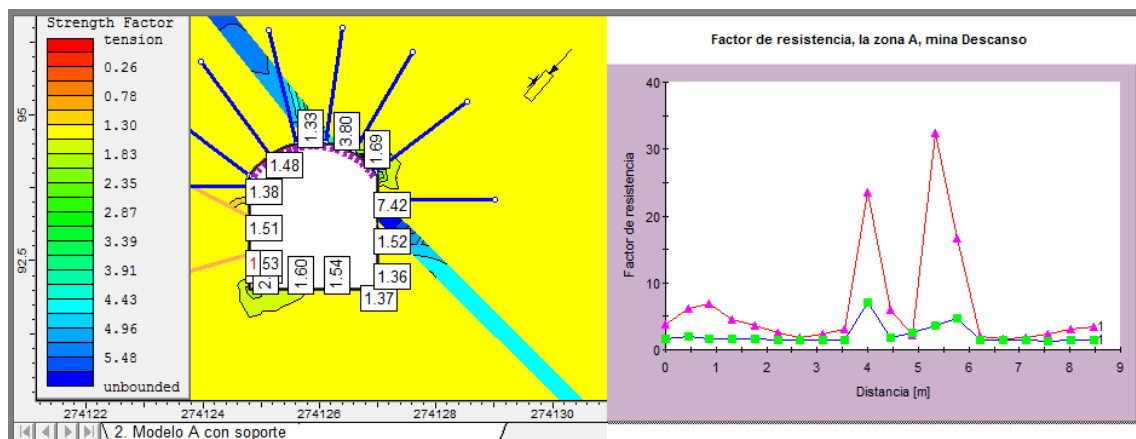


Figura 4.2. Contorno y gráfico del factor de resistencia del modelo A

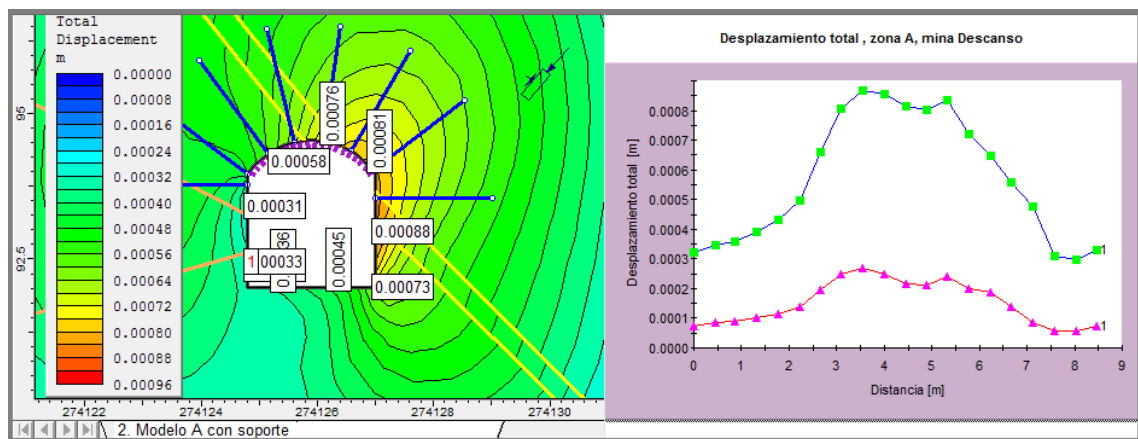


Figura 4.3. Contorno y gráfico de desplazamiento del modelo A

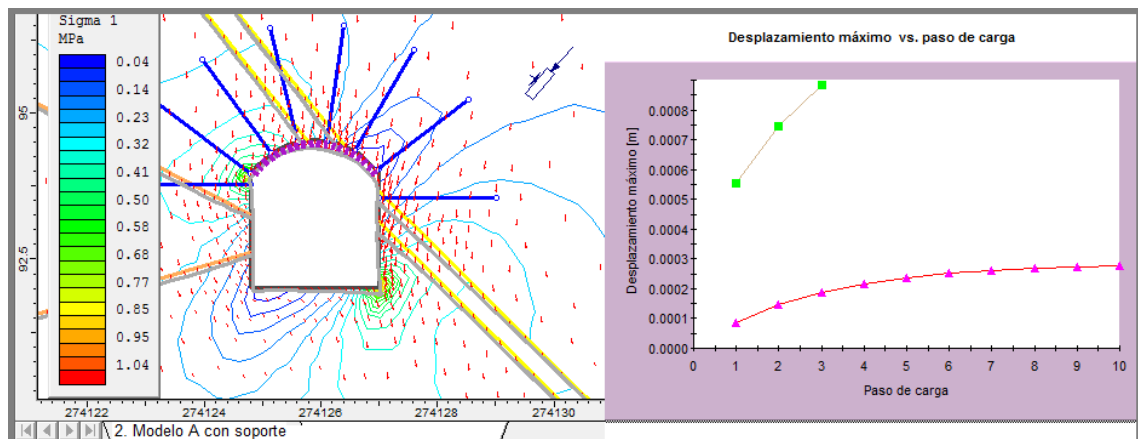


Figura 4.4. Contorno de deformación y gráfico de convergencia del modelo A

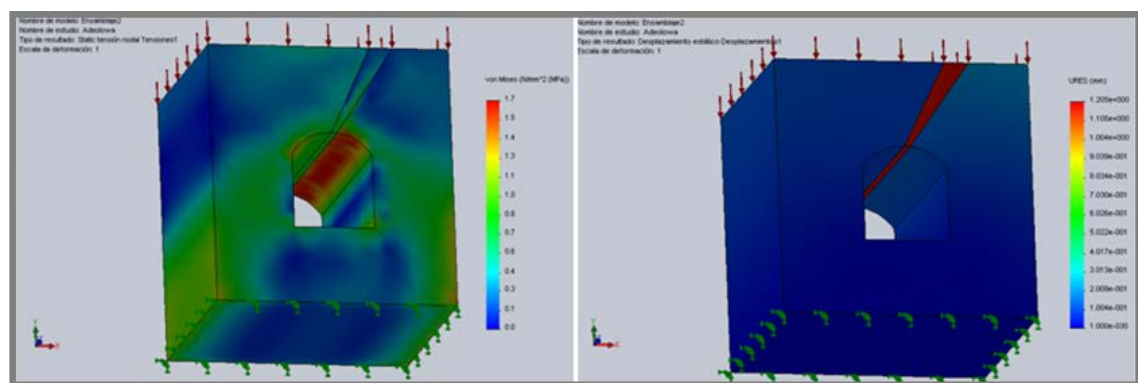


Figura 4.5. Contorno en 3D de tensión y desplazamiento de modelo A

IV.2.2. Modelo B

Por otra parte, el modelo B comprende la galería, la serpentinita masiva, tres grietas destacadas, anclas y el hormigón lanzado. La malla del modelo es del tipo gradado, posee 1 485 elementos finitos y 912 nodos de tipo triangular. Solo 0,3% de estos elementos finitos son de mala calidad debido a que poseen ángulos interiores máximos mayores de 120°. Las figuras de la 4.6 a la 4.9 muestran, respectivamente, los contornos y gráficos de la tensión principal mayor (σ_1), el factor de resistencia, el desplazamiento y la deformación con el gráfico de convergencia de la solución del modelo B. El contorno de las tensiones en 3D y los desplazamientos en la parte de la excavación que envuelve el frente de laboreo se muestran en la figura 4.10.

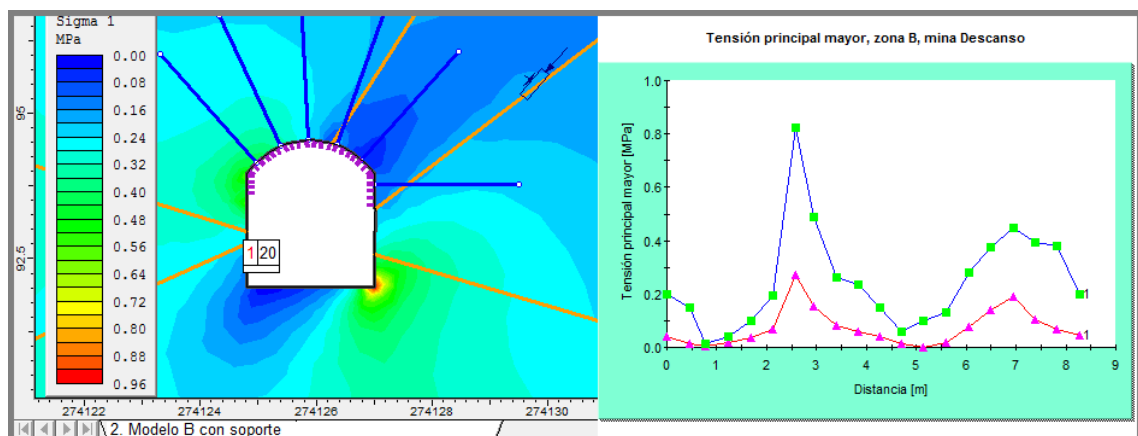


Figura 4.6. Contorno y gráfico de la tensión principal mayor (σ_1) del modelo B

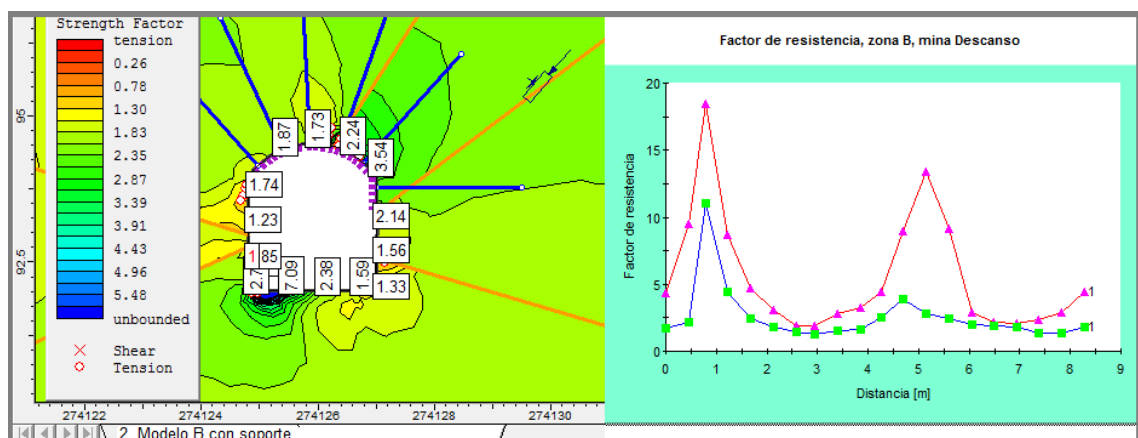


Figura 4.7. Contorno y gráfico del factor de resistencia del modelo B

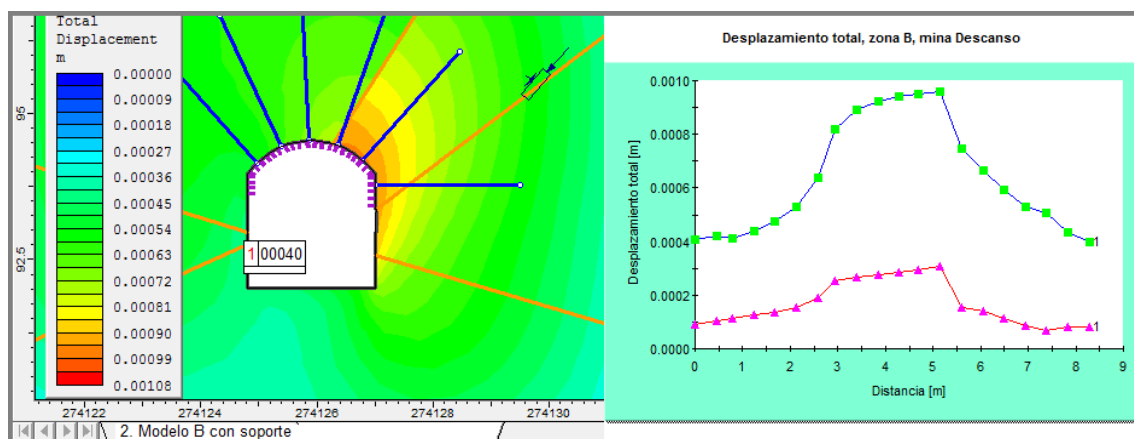


Figura 4.8. Contorno y gráfico de desplazamiento del modelo B

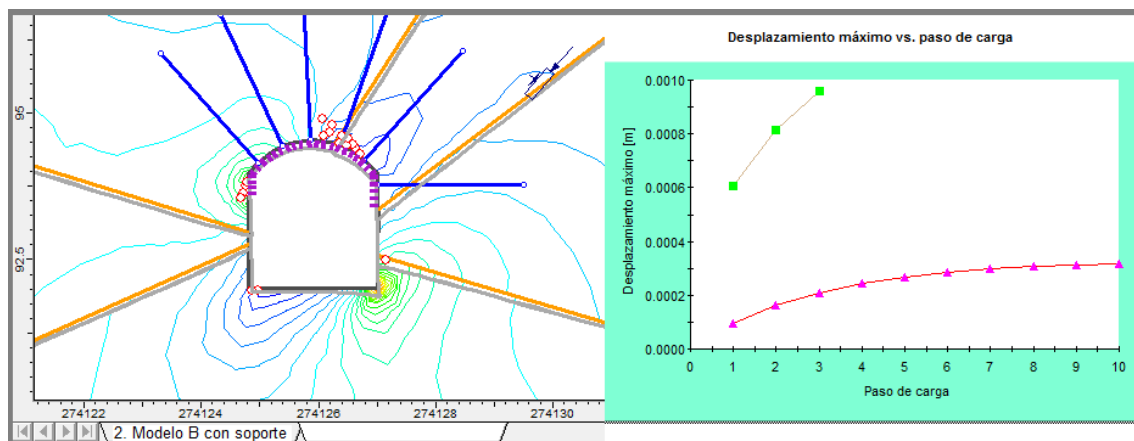


Figura 4.9. Contorno de deformación y gráfico de convergencia del modelo B

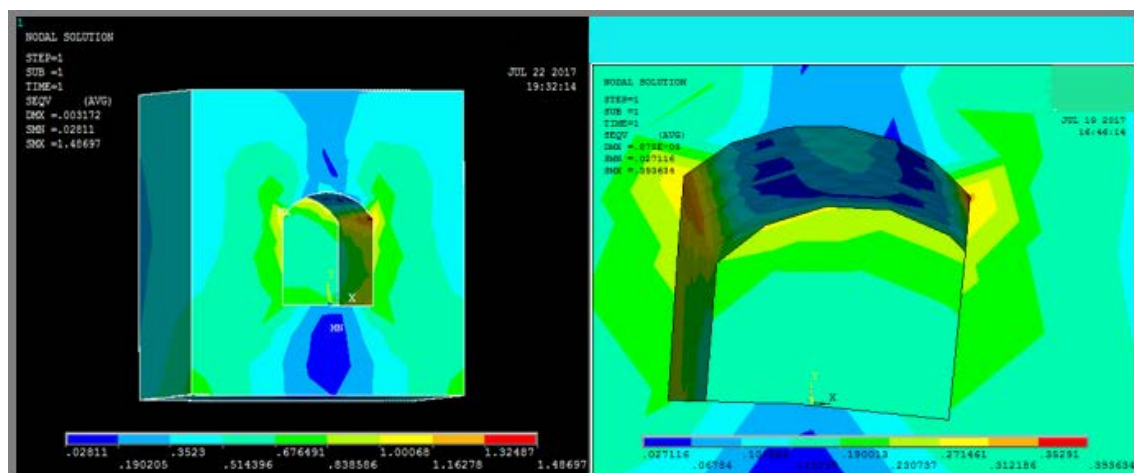


Figura 4.10. Contorno de tensión y desplazamiento en la final de la excavación, mina Descanso

IV.2.3. Modelo C

Por último, el modelo C está compuesto por los cruceros 1 y 2, serpentinita masiva como cuerpo de roca principal, veta de gabro, tres grietas destacadas, contactos entre serpentinita masiva y gabro, anclas y hormigón lanzado como materiales de soporte. La malla del modelo es del tipo clasificado, posee 950 elementos finitos y 599 nodos tipo triangular de tres nodos, solo tres de estos elementos finitos son de mala calidad debido a que posee una proporción de longitud mayor de 10. En el modelo se observó una deformación de 0,01 m². Las propiedades del hormigón lanzado son: material elástico de grosor 0,1 m, módulo de Young 30000 MPa y coeficiente de Poisson 0,2 y las de las anclas son: diámetro 25 mm, módulo de Young 20000 MPa y capacidad tensional 0,1 MN. Las figuras de la 4.11 a la 4.14 muestran, respectivamente, los contornos y gráficos de tensión principal mayor (σ_1), el factor de resistencia, el desplazamiento y la deformación con gráfico de convergencia de solución del modelo C. La figura 4.15 muestra en 3D el contorno de las tensiones y la interacción entre dos excavaciones contiguas.

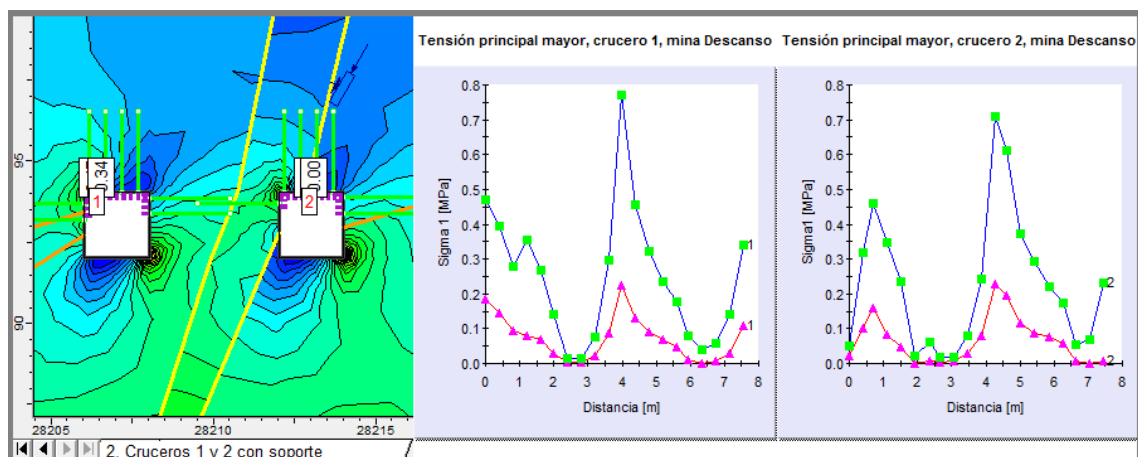


Figura 4.11. Contorno y gráfico de la tensión principal mayor (σ_1) del modelo C

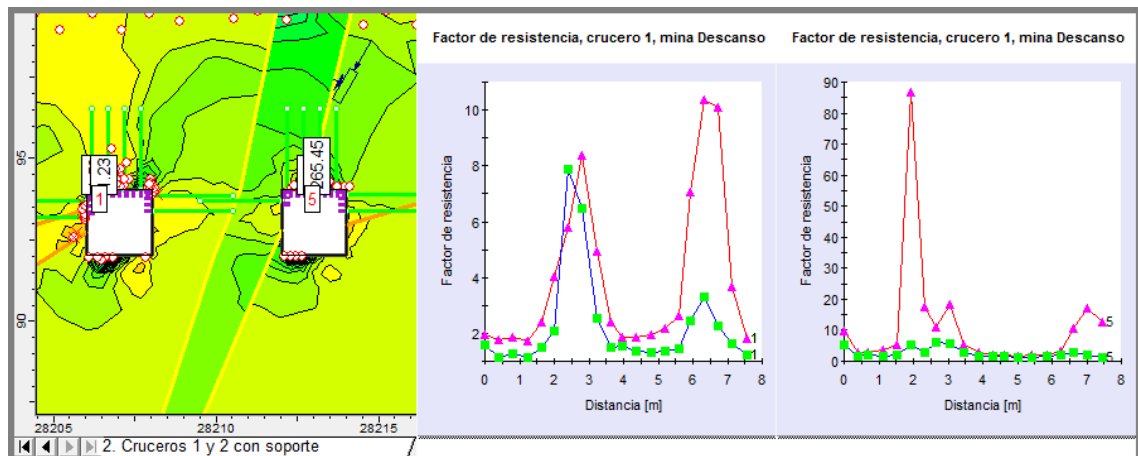


Figura 4.12. Contorno y gráfico del factor de resistencia del modelo C

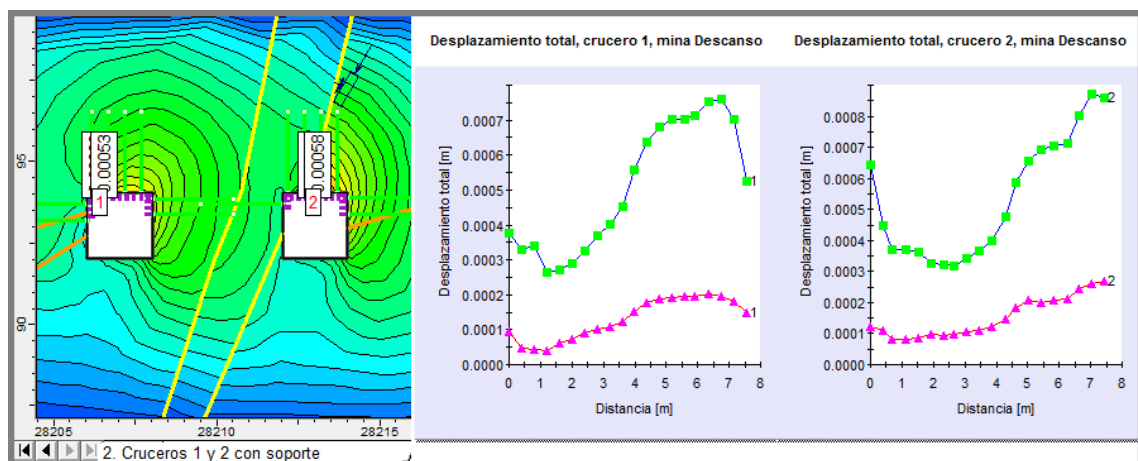


Figura 4.13. Contorno y gráfico de desplazamiento del modelo C

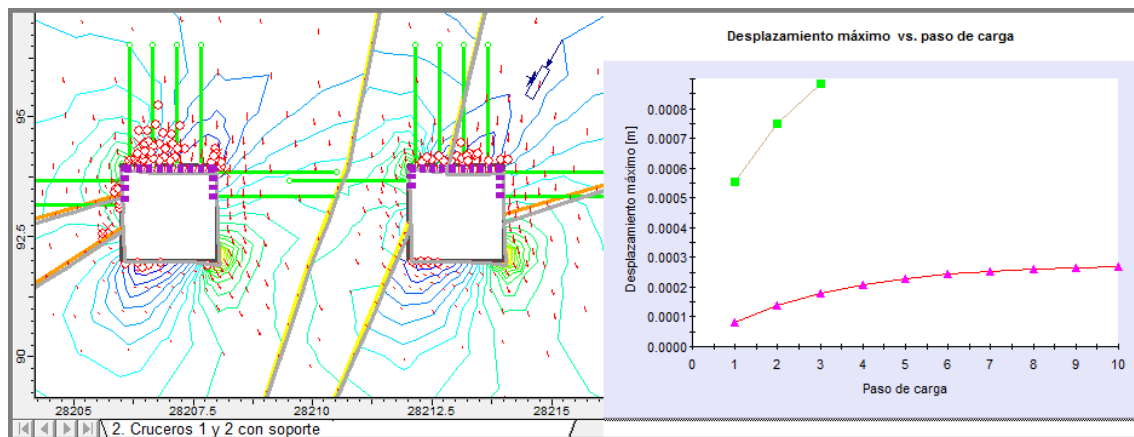


Figura 4.14. Contorno de deformación y gráfico de convergencia del modelo C

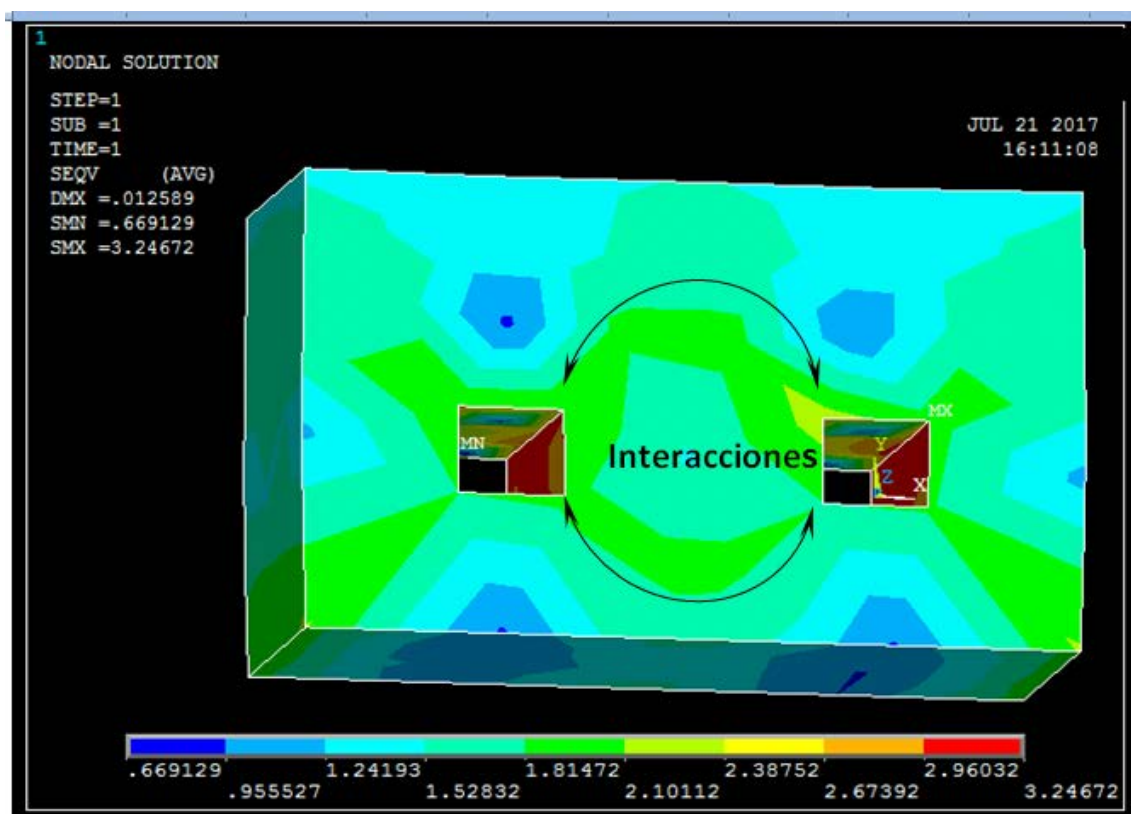


Figura 4.15. Contorno 3D de las interacciones entre cruceros 1 y 2, modelo C, mina Descanso

Tabla 4.4. Resumen de los resultados de los modelos, mina Descanso

Tipo de obras	Parámetros	Modelo A	Modelo B	Modelo C	
				Crucero 1	Crucero 2
Excavación sin soporte	Tensión maxima (MPa)	0,33 (DI)	0,31 (DI)	0,22 (DI)	0,26 (DI)
	Tensión mínimo (MPa)	0,01 (DS)	0,01 (DS y DI)	0,01(DI)	0,01 (DI)
	Desplazamiento máximo (mm)	0,26 (LD)	0,32 (DS)	0,20 (T)	0,26 (TLI)
	Desplazamiento mínimo (mm)	0,08 (LI)	0,09 (IS)	0,05 (II)	0,09 (II)
	Factor de Resistencia máximo	6,00 (TLDS)	6,00 (DS y II)	6,00 (T y P)	6,00 (T y P)
	Factor de Resistencia mínimo	1,83 (D I y IS)	1,83 (DI)	1,83 (DI, IS)	1,83 (DI)
	Deformación (m²)	0.002 (THA y LHAd)	0.001 (THA y LIHD)	0.01 (THA y LIHD)	0.01 (THA y LIHD)
	Zona de destrucción	No existe	No existe	TLD y PLI	TLD
	Tensión máxima en 3D (muy lejana al frente de excavación, MPa)	1,7	3,001	4,425	...
	Tensión máxima (cercana al frente de excavación, MPa)	...	1,487	...	...
	Tensión máxima (en el frente de excavación, MPa)	...	1,001		
	Desplazamiento máximo, muy lejano al frente, mm)	1,205	5,696	8,713	...
	Desplazamiento máximo, cercano al frente, mm)	...	0,394	...	...
	Desplazamiento máximo, en el frente, mm)	...	0,312	...	...
Excavación con soporte	Tensión maxima (MPa)	0,99 (DI)	0,96 (DI)	0,77 (DI)	0,81 (DI)
	Tensión mínimo (MPa)	0,05 (DS)	0,04 (II)	0,04 (DS,DI)	0,07 (DS, II)
	Desplazamiento máximo (mm)	0,84 (LD)	0,95 (DS)	0,76 (T)	0,88 (T)
	Desplazamiento mínimo (mm)	0,32 (LI)	0,41 (II)	0,28 (II)	0,32 (II)
	Factor de Resistencia máximo	6,00 (TLDS)	6,00 (II)	6,00 (P)	6,00 (P)
	Factor de Resistencia mínimo	1,30 (D I y IS)	1,30 (IS)	1,30 (L)	1,30 (L)
	Deformación	THA y LHAd	THA y LIHD	THA y LIHD	THA y LIHD
	Zona de destrucción	TD	IS y TD	T y PLI	T y PLI

NOTA: DI – esquina derecha inferior; DS – esquina derecha superior; LD – lado derecho; T – techo; P – piso; L – lado; TLI – techo a lado izquierdo; LI – lado izquierdo; IS – esquina izquierda superior; II – esquina izquierda inferior; TLDS – techo, lado derecho superior; THA – techo hacia abajo; LHAd – lados hacia adentro; LIHD – lado izquierdo hacia derecha; TD – techo al derecho; PLI – piso al lado izquierdo; TLD – techo a lado derecho.

IV.2.4. Análisis de los resultados de los modelos de la mina Descanso

En las zonas A, B y C estudiadas, los modelos sin soporte demuestran que la tensión principal mayor máxima tiene valores entre 0,22 MPa y 0,33 MPa y para los de soporte de anclas y hormigón lanzado está en el rango de 0,77 MPa a 0,99 MPa (figuras 4.1, 4.6, 4.11 y tabla 4.4), las cuales son más altas, debido al uso de los barrenos y a la ubicación de las anclas en el macizo. Generalmente, se observa que las tensiones ocurren en las secciones de cambio brusco de los modelos analizados y la orientación de la tensión principal mayor ejerce gran influencia sobre sus contornos (figura 4.1, 4.6 y 4.11). En estos modelos el factor de resistencia tiene valor máximo de 6 y el valor mínimo de 1,83 para modelos sin soporte y 1,30 para los que son soportados (figuras 4.2, 4.7, 4.12 y tabla 4.4). Sobre la base de los resultados expuestos anteriormente, se puede concluir que los modelos sin soporte son estables y no es necesario un gasto extra para ello; pero se puede utilizar el soporte de madera con tablas en los lugares propensos a la caída de pedazos de rocas.

Los valores del desplazamiento máximo de los modelos sin soporte están entre 0,20 mm y 0,32 mm y los de soporte, de 0,76 mm a 0,95 mm (figuras 4.3, 4.8, 4.13 y tabla 4.4) y son observados en la parte del techo, la esquina y el lado de los modelos y los valores de las deformaciones están entre 0,001 y 0,01 m² y se manifiestan del techo hacia abajo en todos los modelos (figuras 4.4, 4.9, 4.14), de los lados hacia adentro de la excavación en el modelo A (figura 4.4) y de la izquierda a la derecha de los otros (figuras 4.9 y 4.14). En los modelos sin soporte: A y B, de forma abovedada (tabla 4.4), no se observa la zona de destrucción, mientras que esta ocurre en algunas partes de los techos y pisos de los cruceros del modelo C (figura 4.14), que es de forma cuadrada. En todos los modelos con soporte (figuras 4.4, 4.9 y 4.14) existe una pequeña zona de destrucción y es mayor en el modelo C debido a su forma cuadrada.

La figura 4.15 muestra que existen interacciones de tensiones entre el crucero 1 y 2 en los techos y lados con valor de 2,101 MPa (tabla 4.4) y su influencia se observa en el lado izquierdo del crucero 2 (figura 4.15). Los modelos en 3D muestran resultados mayores de tensiones y desplazamientos, que los de 2D, porque no se considera la influencia de las grietas destacadas, el efecto de la fricción en el macizo y se asume que la dirección de las tensiones principales mayores es vertical. Además, la figura 4.5 del modelo en 3D muestra que, en una sección lejana al frente de laboreo de la excavación, se puede representar la obra subterránea por un modelo 2D, por la continuidad del comportamiento de la tensión y desplazamiento a lo largo de la longitud del modelo. El modelo de la figura 4.10 muestra que los valores de la tensión máxima y el desplazamiento máximo en las secciones lejanas del frente de excavación son mayores que los de la sección cercana y por consiguiente los de la cercana es mayor que los del frente, este fenómeno ocurre porque el pilar de roca en el frente sirve como soporte (figura 4,10).

A partir del análisis realizado anteriormente, se concluye que el factor de resistencia de todos los modelos es mayor de uno, lo que significa que la resistencia del macizo de la mina Descanso es mayor que la tensión inducida en las zonas de estudio, tanto para el modelo sin soporte como para el que tiene soporte; por tanto, se estima que no ocurrirían derrumbes y como medida científica y económica, no se necesita el soporte de la excavación.

IV.3. Presentación de los datos y resultados del socavón de la mina Meloneras

En este epígrafe, se presentan los datos y resultados obtenidos de la mina Meloneras que permiten crear y analizar el modelo del socavón de esta mina. Se muestran los datos de los parámetros y propiedades físico-mecánicas de las rocas intactas y del macizo rocoso en las tablas 2.5, 2.6 y 4.5. El modelo creado se muestra en las figuras de la 4.16 a la 4.19.

Tabla 4.5. Parámetros para la modelación de las grietas en el socavón, mina Meloneras

Parámetros	Serpentinita masiva	Gabro
Distancia entre grietas (m)	0,34	1,43
Rigidez normal (MPa /m)	39934,62	11970,72
Rigidez cortante (MPa /m)	22363,38	7062,72
K _n ponderada (MPa/m)	25952,67	
K _s ponderada (MPa/m)	14713,05	

El modelo de las figuras de la 4.16 a la 4.19 es el resultado del análisis elástico basado en el criterio de Mohr-Coulomb. La malla empleada es del tipo clasificado y de buena calidad con 9 503 elementos y 5 189 nodos. La excavación se deforma de 0.0005 m² (figura 4.19). La proporción de tensión (tensión horizontal dividida por tensión vertical) es 0,14 para el material de serpentinita masiva y 0,22 para el gabro. En la figura 4.18, los valores del desplazamiento son mayores en el techo (0,23 mm) y el piso (0,17 mm) del socavón y este también es por la influencia de la tensión gravitacional que se incrementa con la profundidad y se manifiesta verticalmente. La deformación máxima se observa en el techo y el piso (figura 4.19) y es muy pequeña y se visualiza en un factor de escala de 300.

IV.3.1. Análisis de los resultados del modelo del socavón de la mina Meloneras

Se observa en la figura 4.16 que el campo de tensión gravitacional se convierte al contorno horizontal de la tensión principal mayor (σ_1), sin embargo, no es así en la zona perturbada por la presencia del socavón y la dirección de su trayectoria es vertical, porque predomina el estado tensional gravitacional en las excavaciones cercana a la superficie de la tierra.

Se observan altos valores del factor de resistencia, mayor e igual que 12 y por eso no habría problemas de derrumbes por no existir zonas de alta tensión en el perímetro del socavón. Por esta razón, no es necesario hacer el análisis elasto-plástico, porque no puede ocurrir el colapso del tramo del socavón analizado, por ende no se necesitaría el soporte.

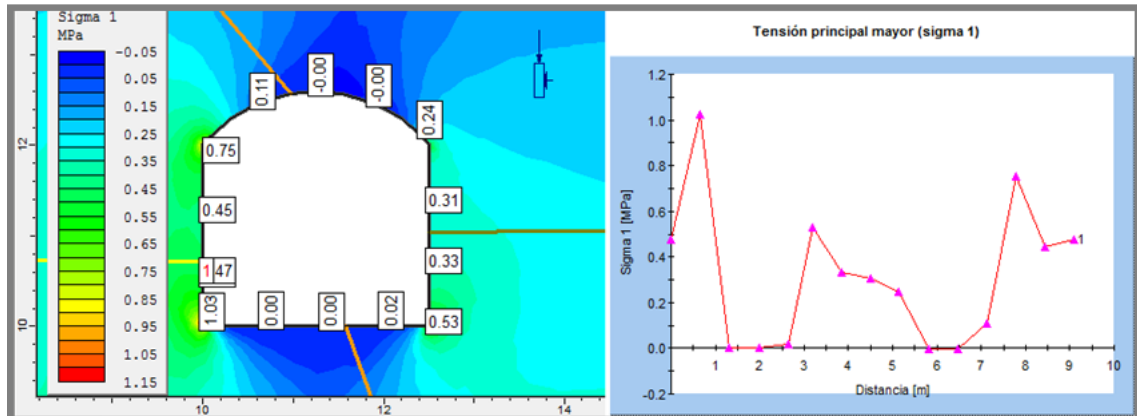


Figura 4.16. Contorno y gráfico de tensión principal mayor (σ_1), mina Meloneras

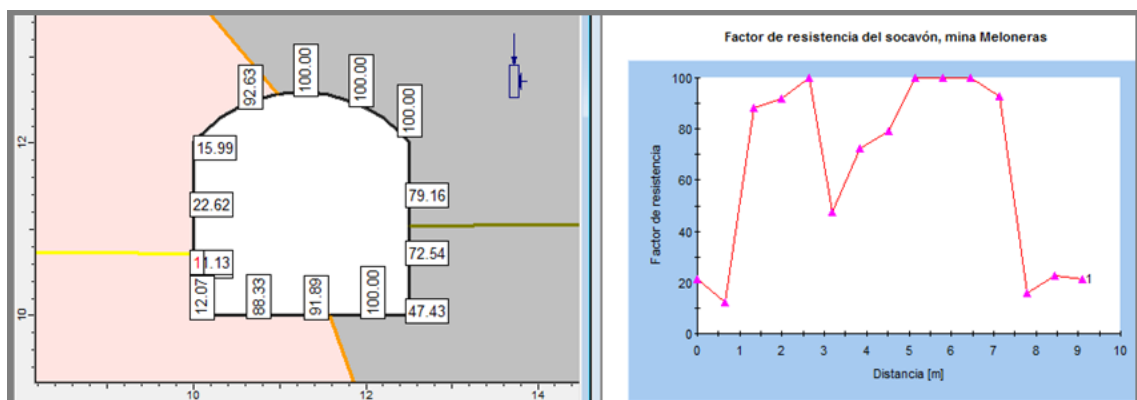


Figura 4.17. Contorno y gráfico del factor de resistencia del socavón, mina Meloneras

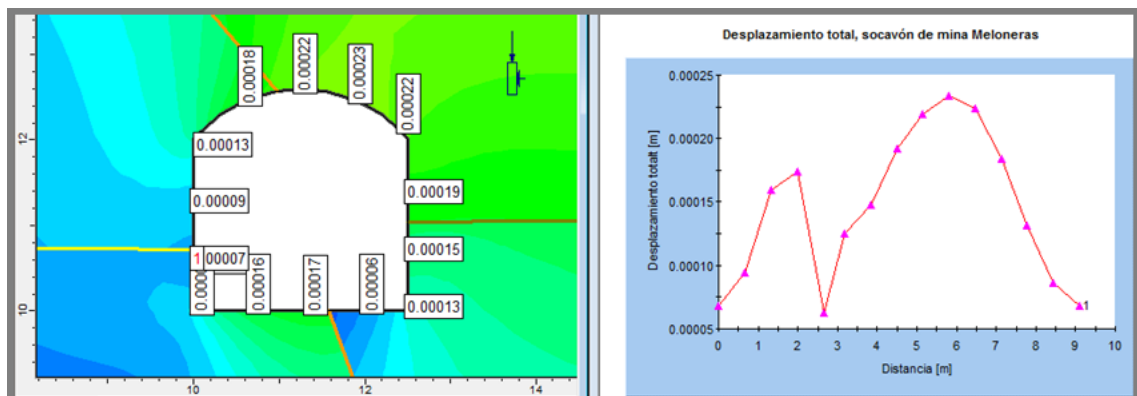


Figura 4.18. Contorno y gráfico de desplazamiento total, socavón mina Meloneras

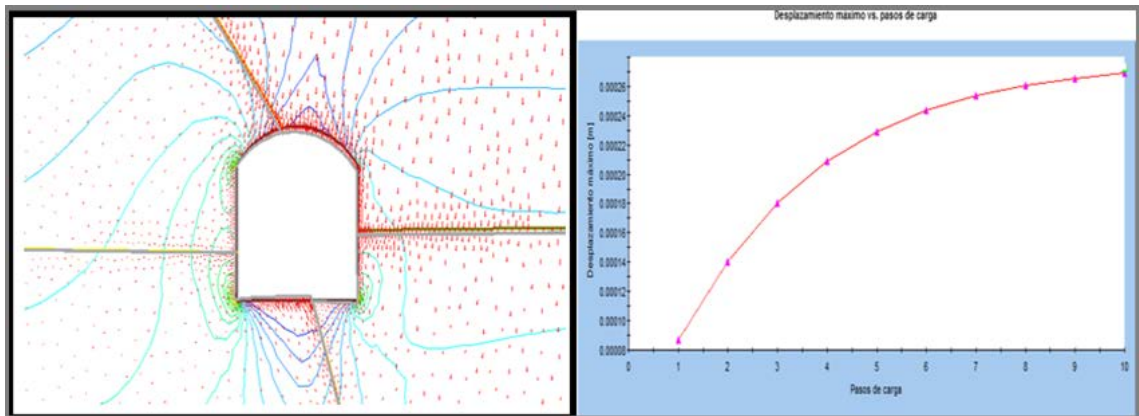


Figura 4.19. Deformación, y gráfico de convergencia, socavón, mina Meloneras.

CONCLUSIONES

1. Se establecen criterios geomecánicos que permiten evaluar el comportamiento mecánico-estructural del macizo rocoso con el empleo de la modelación numérica por el MEF a partir de la geometría de la excavación, las propiedades de los materiales que constituyen este, el agrietamiento y el soporte de la excavación.
2. Se realiza el análisis de las características ingeniero – geológicas del macizo rocoso de las minas Descanso y Meloneras con los criterios existentes y se obtuvo como resultado que es de bloques muy entrelazados de tres familias de grietas, sin perturbación y de diferentes formas y tamaños.
3. Basado en el criterio de Hoek-Brown generalizado, se determinan las ecuaciones de estado tensional de la serpentinita masiva y el gabro que permiten la creación de los modelos con el empleo de la modelación numérica por el método de elementos finitos.
4. Se evalúan los criterios geomecánicos con el empleo de la modelación numérica por elementos finitos, se definen la geometría, las propiedades que constituye el macizo rocoso, la condición de fronteras, las grietas destacadas y el soporte y se crean los modelos A, B y C para las excavaciones de la mina Descanso y el modelo del socavón para la mina Meloneras.
5. Teniendo en cuenta los resultados obtenidos del análisis del comportamiento del macizo rocoso mediante los modelos creados, se deduce que los valores de las tensiones máximas (0,22 MPa - 0,99 MPa), los desplazamientos máximos (0,20 mm - 0,95 mm) y las deformaciones (0,001 m² - 0,01 m²) son pequeños e insignificantes y el valor del factor de resistencia mínimo es mayor de 1 (1,30 - 1,83), por lo tanto, el macizo de las minas Descanso y Meloneras es estable y no necesita soporte.

RECOMENDACIONES

1. Realizar un monitoreo eficaz para prevenir de manera temprana cualquier desviación de lo pronosticado en el comportamiento del macizo que rodea las excavaciones de las minas Descanso y Meloneras, independientemente de la eficacia de la modelación numérica.
2. Estudiar la posibilidad de aplicación de estos criterios en el análisis del comportamiento del macizo en minas a cielo abierto, en el análisis del agua subterránea y en las excavaciones de grandes dimensiones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Barton, N. R. & Bandis, S. C. 1990: Review of Predictive Capabilities of JRC-JCS Model in Engineering Practice. Proc. Int. Symp. On Rock Joints. Leon, Norway, Eds: N. Barton & Stephansson, Balkema, Rotterdam, 603-610.
2. Barton, N.; Lien, R. & Lunde, J. 1974: "Engineering Classification of Rock Mass for the Design of Tunnel Support". NGI Publication 106, Oslo. Rock Mechanics, Vol. 6, Nº 4: 189-236.
3. Bieniawski, Z. T. 1973: Engineering Classification of Jointed Rock Masses. Trans South African Institute of Civil Engineer, 15: 335-344.
4. Bieniawski, Z.T. 1989: "Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering". J. Wiley.
5. Bieniawski, Z. T. 2011: Errores en la Aplicación de las Clasificaciones Geomecánicas y su Corrección. Caracterización Geotécnica del Terreno. Geocontrol Madrid. Pp 2– 30.
6. Boluchof N. S. 1982: Mecánica de Obras Subterráneas: Niedra, Moscú.
7. Burgoa Suarez Ludger; González Valencia Yamile; Carmona Ordóñez Oswaldo; Montoya Navarro Andrés & Gómez Hidalgo Bayron 2009: Ingeniería de Rocas en el Túnel de Conducción Superior del Proyecto Hidroeléctrico Porce III, Colombia. Boletín de Ciencias de la Tierra. Medellín. 26: 69-86.
8. Cartaya, P. M. & Blanco, T. R., 2000: Caracterización geomecánica de los macizos rocosos en minas subterráneas de la región oriental del país. Minería y Geología 17(1): 66 – 74.
9. Castro, C. Álvaro, J.; Monsalve O. Juan E. & Bustamente R. Oswaldo 2007: Análisis de Excavaciones en la Mina Subterránea El Toro por medio de Elementos Finitos. Boletín de Ciencias de la Tierra. 21:23-38.
10. Cauchy, A. 1821: 'Course d'Analyse de L'École Polytechnique.' Bull. Soc. Philomath. 1823, Paris, p.9.
11. Cimbarievich, P.M. 1951: Rudnichnoe kriplenie Ugletejsdat.
12. Coleman, B. D. & Gurtin M. E. 1967: 'Thermodynamics with Internal State Variables.' J. Chem. Phys., 47: 597-613.

13. Coulomb, C. A. 1776: `Sur une Application des Règles de maximis et minimis à quelques problèmes de Statique Relatifs à l'architecture`. Mémoires de l'Académie des Sciences Savants Étrangers, 7, Paris, p. 343.
14. Deere, D. U. 1964: Technical Description of Rock Cores for Engineering purposes. Rock Mech. and Rock Engrg., 1: 107-116.
15. Deere, D. U. 1989: Rock Quality Designation (RQD) after Twenty Years. U.S. Army Corps of Engineers Contract Report GL-89-1, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
16. Desai, C. S.; Zamin, M.M.; Lighter, J. G. & Siriwardane, H. J. 1984: Thin-Layer Element for Interfaces and Joints. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 8: 19-43.
17. Duarte Julio Enrique & Fernández Morales Flavio Humberto 2005: La Simulación por Computador en Investigación y Desarrollo. Re-creaciones, Tecnura, año 8, 16:106-114
18. Franklin, J. A. 1994: Rock Engineering. Ed. Mc G Hill Canada. p578
19. Franklin, J. A. 1997: The Monitoring of Structures of Rock. International Journal of Rock Mechanics Geomechanics Abstracts 14(4).
20. Geominera del Centro 2013: Informe Geológico de la empresa Geominera del centro, Santa Clara, Cuba.
21. Ghaboussi, J.; Wilson E. L. & Isenberg J. 1973: Finite Element for Rock Joints and Interfaces. Proc. Am. Soc. Civ. Eng. Soil Mechanics and Foundation. 99(SM10): 833-848.
22. Goodman R. E.; Taylor R. L. & Brekke T. 1968: A Model for the Mechanism of Jointed Rock. Proc. Am. Soc. Civ. Eng. Soil Mechanics and Foundation. 94(SM3): 637-659.
23. Hoek, E. 2007: Practical rock Engineering. Rock Mass Properties. In-situ and Induced Stresses. Canadá. 237p, www.rocscience.com.
24. Hoek, E., & Brown, E. T. 1980: Excavaciones Subterráneas en Roca. McGraw-Hill de México S.A. de C.V. pp103-439.

25. Hoek, E., Carranza-Torres C. & Corkum B. 2002: Hoek-Brown criterion–2002 edition. In Proceed the 5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunnelling Association of Canada: NARMSTAC 2002, Toronto, Canada, eds. R.E. Hammah et al. 1, 267-273.
26. Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden. W.F. 1995; Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam: Balkema.
27. Hooke, R. 1678: 'De Potentia Restitutiva.' The Royal Society'
28. Hudson, J. A., & Harrison, J. P. 2000: Engineering rock mechanics: an introduction to the principles. 2nd Impression. Elsevier Science Ltd. United Kingdom. Vol. 1 pp31-82, 113-147, 299-392.
29. International Society for Rock Mechanics (ISRM) 1978: Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. International Society for Rock Mechanics, Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 15: 319-368.
30. Kaspar, J. William 2000: Constitutive Models for Materials Encyclopedia of Phys I Cal Sc I Ence & Technology: Academic Press.
31. Louis, C. A. 1974: Rock Hydraulics. Rock Mechanics, Ed. L. Muller, Springer Verlag, Viena, 299-382.
32. Martinez-Silva Rafael 2002: Construcciones Subterráneas. Tesis al Grado Científico de Doctor en Ciencias. Universidad de Pinar del Rio, Cuba
33. Martínez Silva Rafael 2011: Geomecánica (tercera parte). Pinar del Rio: EDUNIV-MES. 100p. ISBN-978-957-16-1043-0.
34. Mohr, O. 1900: 'Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines materiales?' Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, 46, pp. 1524-1530, 1572-1577.
35. Mondéjar Oquendo Osmany 2001: Metodología para la Elección de los Sostenimientos en Excavaciones Subterráneas de Pequeña Sección Influenciadas por la Acción Sísmica. Blanco-Torrens Roberto Cipriano (Tutor). Tesis doctoral, Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa, Cuba. 115p.

36. Nasonob, L.I. 1969: Nejanika gornix porod. Niedra Moscu.
37. Navarro Torres V. F. & Dinis Da Gama, 2011: Análisis de la Estabilidad de Cámaras y Pilares en la Explotación Selectiva de Vetas Angostas Sub-Horizontales. International Journal of Minerals, Metallurgy and Materials. 18(1):1-8.
38. Noa Monje, R. R. 2003: Indicaciones Metodológicas para la Elección del Método de Arranque de las Rocas durante el Laboreo de Excavaciones Subterráneas Horizontales de Pequeña Y Mediana Sección en Cuba Oriental. Blanco-Torrens Roberto Cipriano. Tesis doctoral. Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa, 110p.
39. Oluwaseyi Adeoluwa Olajesu; Noa Monjes Rafael Rolando & Quevedo Sotovongo Gilberto. 2017: Modelación matemática para la evaluación geomecánica del macizo en la mina subterránea Oro Descanso. En: VII Convención de Ciencias de la Tierra: XII Congreso de Geología (GEOLOGÍA, 2017), Sociedad Cubana de Geología Palacio de Convenciones, La Habana, Cuba. 3 al 7 de abril, 2017.
40. Orestes, R. L., René, R. S., Saturnino, G. L. & Gerardo, M. C. 2010: Resumen y Evaluación Crítica de los Trabajos Anteriores. En: Ministerio de la Industria Básica Grupo Empresarial Geominsal Empresa Geominera Del Centro, Santa Clara, Villa Clara, Cuba. p 78.
41. Palmström, A. 1982: The Volumetric Joint Count- a useful and simple Measure of the Degree of Rock Jointing. In: Proceedings 41st International Congress. Ass. Eng. Geol., Delphi, 5, 221-228.
42. Palmström, A. 1995: RMI- A Rock Mass Classification System for Rock Engineering Purposes. PhD Thesis, University of Oslo.
43. Palmström, A. 1998: Caracterización de Macizos Rocosos mediante el Rmi y sus Aplicaciones en Mecánica de Rocas. Ingeotúnel: Carlos López Jimeno_ Madrid. I. T. S. De Ingenieros de Minas. U. P. Madrid. T – II, pp79-107.
44. Protodiakonov, M.M. 1933: Dablenie gornij porod. Parte 1. URSS.

45. Ramírez Oyangüren P.; Irizar L. de la Cuadra; Huerta H. Laín & Obeso E. Grijalbo 1991: Mecánica de Rocas Aplicada a la Minería Metálica Subterránea. Instituto Geológico y Minero de España. pp114 – 196.
46. Roclab, 2002: User's Guide. Rock Mass Strength Analysis using the Hoek-Brown Failure Criterion. Rocscience Inc.
47. Salazar Dlanto Eder & Córdova Rojas David 2013: Geomecánica del Minado Masivo Tajeos por Subniveles con Pilares Corridos, Mina Marcapunta Norte – Sociedad Minera El Brocal, Perú. Minería Igp 46-51
48. Shen Jie & Kushwaha Radhey Lal 1998: Soil-Machine Interactions: A Finite Element Perspective, Marcel Dekker, Inc.(editor) USA, pp39-73.
49. Sonméz, H. & Ulusay, R. 1999: Modifications to the Geological Strength Index (GSI) and their Applicability to Stability of Slopes. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 36:743-760.
50. Sonmez, H. & Ulusay, R. 2002: A Discussion on the Hoek-Brown Failure Criterion and Suggested Modification to the Criterion Verified by Slope Stability Case Studies. Yerbilimleri (Earth Sciences), 26:77-99.
51. Spiegel Murray R. 1975: Teoría y Problemas de Probabilidad y Estadística. Traducido: Jairo Osuna Suarez. Editor: McGraw-Hill, Bogotá Colombia.
52. Terzaghi, K. 1946: Rock Defects and Loads on Tunnel Supports. Rock Tunneling with Steel Supports, Youngstown, OH, Eds: R. V. Proctor and T. L. White, 1, 17-99.
53. Wickham, G. E., Tiedemann, H. R. & Skinner, E. H. 1972: Support Determination Based on Geologic Predictions. Proc. North American Rapid Excav. Tunneling Conf., Chicago, Eds. K. S. Lane and L.A. Garfield, 43-46.
54. Wilson E. L. 1975: Finite Elements for Foundations, Joints and Fluids. In: Finite Element in Geomechanics. Ed. G. Gudehus. 319-350. John Wiley & Sons, New York, NY.
55. Young, T. 1807: A Course of Lectures on Natural Philosophy and the Mechanical Arts. Two Vol., London.

56. Zienkiewicz, O. Z. & Taylor R. L. 1994: El Método de los Elementos Finitos (E. O. I. d. N. Miguel Cervera Ruiz, Trans. M. J. Norte Ed. 4ta ed. Vol. 1): McGraw Hill Book Company.
57. Zienkiewicz O.C. & Taylor R.L. 2000: The Finite Element Method. Volumen 1: The Basis. 5ed. Butterworth-Heinemann, Jordan Hill, Oxford, 705p.

Producción científica del autor relacionado con el tema

- Oluwaseyi Adeoluwa O. & Ajibola Olawale O. 2017: Estimation of serpentinite rock mass strength of underground gold mine deposit Placetas, Cuba. FUOYE, Journal of Engineering and Technology, Oye-Ekiti, 2(1):89-94.
- Oluwaseyi Adeoluwa O. & Ajibola Olawale O. 2017: Engineering characterization of Oro Descanso underground gold mine deposit in Placetas, Cuba. FUOYE, Journal of Engineering and Technology, Oye-Ekiti, 2(2).
- Oluwaseyi, A. O., Noa Monjes, R. & Quevedo Sotovongo, G. 2017: Caracterización estructural del macizo rocoso donde se ubica la mina subterránea Oro Descanso. Minería y Geología, 33(4).

Los resultados de esta investigación han sido presentados en los siguientes eventos científicos:

- VII Conferencia Internacional de Aprovechamiento de Recursos Minerales, Instituto Superior Minero Metalúrgico, Moa, Cuba, 2013. Oluwaseyi Adeoluwa Olajesu & Cartaya Maday Pire.

“Estado actual de los estudios de geomecánicas para el análisis de la estabilidad del macizo en los frentes de explotación en minas subterráneas.” Memoria de CINAREN 2013
- Conferencia Científica Internacional Por Desarrollo Sostenible, GEOMET’2016, Geología, Minas y Metalurgia. Instituto Superior Minero Metalúrgico, Moa, Cuba. Oluwaseyi Adeoluwa Olajesu; Noa Monjes Rafael Rolando & Padilla Martínez Guillermo

“La Aplicación de la Modelación Matemática en la Evaluación Geomecánica del Macizo Rocosos de La Mina Subterránea Oro Descanso: Una Tecnología Apropriada.” Memoria de GEOMET, 2016.

- Conferencia Científica Internacional Por Desarrollo Sostenible, GEOMET’2016, Geología, Minas y Metalurgia. Instituto Superior Minero Metalúrgico, Moa, Cuba. Oluwaseyi Adeoluwa Olajesu; Noa Monjes Rafael Rolando & Quevedo Sotovongo Gilberto.

“Caracterización Ingeniera del Macizo de la mina subterránea Oro Descanso.” Memoria de GEOMET, 2016.

- VII Convención de Ciencias de la Tierra: XII Congreso de Geología (GEOLOGÍA, 2017), Palacio de Convenciones, La Habana, Cuba. Sociedad Cubana de Geología. Oluwaseyi Adeoluwa Olajesu; Noa Monjes Rafael Rolando & Quevedo Sotovongo Gilberto.

“Modelación matemática para la evaluación geomecánica del macizo en la mina subterránea Oro Descanso.” Memoria de la Sociedad Cubana de Geología.

- VII Convención de Ciencias de la Tierra: VII Congreso de Minería (MINERÍA, 2017), Palacio de Convenciones, La Habana, Cuba. Sociedad Cubana de Geología. Noa-Monjes Rafael Rolando Oluwaseyi Adeoluwa Olajesu; & Quevedo Sotovongo Gilberto.

“Caracterización Ingeniera del Macizo de la mina subterránea Oro Descanso.” Memoria de la Sociedad Cubana de Geología.”

ello se han empleado las clasificaciones geomecánicas como herramientas básicas para el análisis mecánico estructural de los macizos, pero la modelación numérica para su evaluación no se ha trabajado lo suficiente.

Esta investigación se enmarca en dos fases: primero, el análisis del empleo del método de elementos finitos (MEF) en la modelación numérica de los macizos rocosos y en segundo lugar, su aplicación en la evaluación del comportamiento mecánico y estructural de los mismos en las minas subterráneas.

Atravesar un macizo rocoso implica alterar su estado de equilibrio y éste, en respuesta a dicha alteración, trata de alcanzar un nuevo estado de estabilidad si no llega a derrumbarse. Debido al espacio abierto en las excavaciones, este proceso puede provocar hundimiento en la superficie, como ocurrió en la mina Descanso. De igual manera, la actividad humana, los accidentes tectónicos y otros fenómenos naturales contribuyen al debilitamiento del macizo. Las observaciones de las muestras de sondeos de las minas Descanso y Meloneras demuestran el nivel de daño tectónico sufrido por el macizo rocoso. Un examen visual revela los contactos entre rocas el gabro y la serpentinita, y el agrietamiento por el efecto tectónico y tecnológico. Todos estos procesos tienen que ver con problemas geomecánicos. El informe geológico y técnico de la Empresa Geominera del Centro, revela que la caracterización hecha por el método empírico no está detallada, ni ha sido realizada o supervisada por un especialista en geotecnia, tampoco se ha aplicado el método de modelación numérica para el análisis de los datos geomecánicos en las minas estudiadas limitando de esta forma el alcance de las medidas tomadas.

De este análisis se concluye que deben buscarse nuevas vías para conocer el comportamiento de los macizos rocosos donde se ubican las excavaciones subterráneas, por lo que el **problema científico** que se resuelve en esta investigación es: la no existencia de criterios para la evaluación del comportamiento mecánico y estructural del macizo rocoso donde se laborean las excavaciones subterráneas, desarrollados a partir de modelos numéricos.

Como **objetivo general** de la investigación se plantea: establecer criterios para evaluar el comportamiento mecánico y estructural del macizo rocoso mediante la modelación numérica, con el método de elementos finitos.

El **objeto de estudio** se enmarca en: los criterios para la evaluación geomecánica del macizo rocoso.
Y como **campo de acción**: las minas Descanso y Meloneras.

Se declara como **Hipótesis** que: si se analizan las características ingeniero-geológicas del macizo rocoso, se evalúan sus propiedades mecánica-estructurales y se emplea la modelación numérica por el Método de Elementos Finitos, entonces, se pueden establecer criterios que permiten crear los modelos para la evaluación del comportamiento mecánico-estructural de las excavaciones subterráneas.

Objetivos específicos

1. Analizar las características ingeniera-geológica del macizo rocoso.
2. Valorar los criterios existentes que deben ser considerados para realizar el análisis mecánico-estructural del macizo rocoso.
3. Evaluar los criterios para valorar el comportamiento mecánico y estructural del macizo rocoso mediante la modelación numérica, con el método de elementos finitos.
4. Aplicar el método de elementos finitos para crear los modelos que permiten la evaluación del comportamiento mecánico y estructural del macizo.
5. Realizar el análisis de los resultados obtenidos.

Tareas de la investigación

1. Estudio del estado actual de la temática.
2. Estudio y evaluación de las características geológicas y estructurales del macizo rocoso.

3. Análisis de los criterios geomecánicos con el empleo del MEF, que permiten modelar las excavaciones subterráneas, las discontinuidades y los materiales constitutivos del macizo rocoso.
4. Valoración del grado de afectación que sufren las excavaciones.
5. Aplicación de los resultados en problemas prácticos.

La **novedad científica** de la investigación está dada en que se establecen criterios que permiten realizar la evaluación del comportamiento mecánico- estructural del macizo rocoso, con el empleo de la modelación numérica, basada en el método de elementos finitos, con la finalidad de crear los modelos numéricos para las excavaciones de las minas Descanso y Meloneras.

El **aporte teórico** se sustenta en que: con el empleo de la modelación numérica basada en el método de elementos finitos, se logra una mejor precisión en la obtención de los parámetros que se emplean para la evaluación geomecánica del macizo rocoso en las excavaciones de las minas subterráneas, Descanso y Meloneras, lo que es sustentado a partir de los resultados de ensayos realizados en los trabajos de laboratorio y directamente en el macizo rocoso.

Constituyen **aportes prácticos** de la investigación:

- La creación de los modelos numéricos que permiten evaluar el comportamiento del macizo rocoso.
- La evaluación del comportamiento mecánico estructural del macizo rocoso mediante el método de elementos finitos.
- Evaluación del nivel de daños producido en el macizo rocoso donde se ubican las excavaciones subterráneas.

La siguiente figura relaciona las distintas etapas de trabajo:

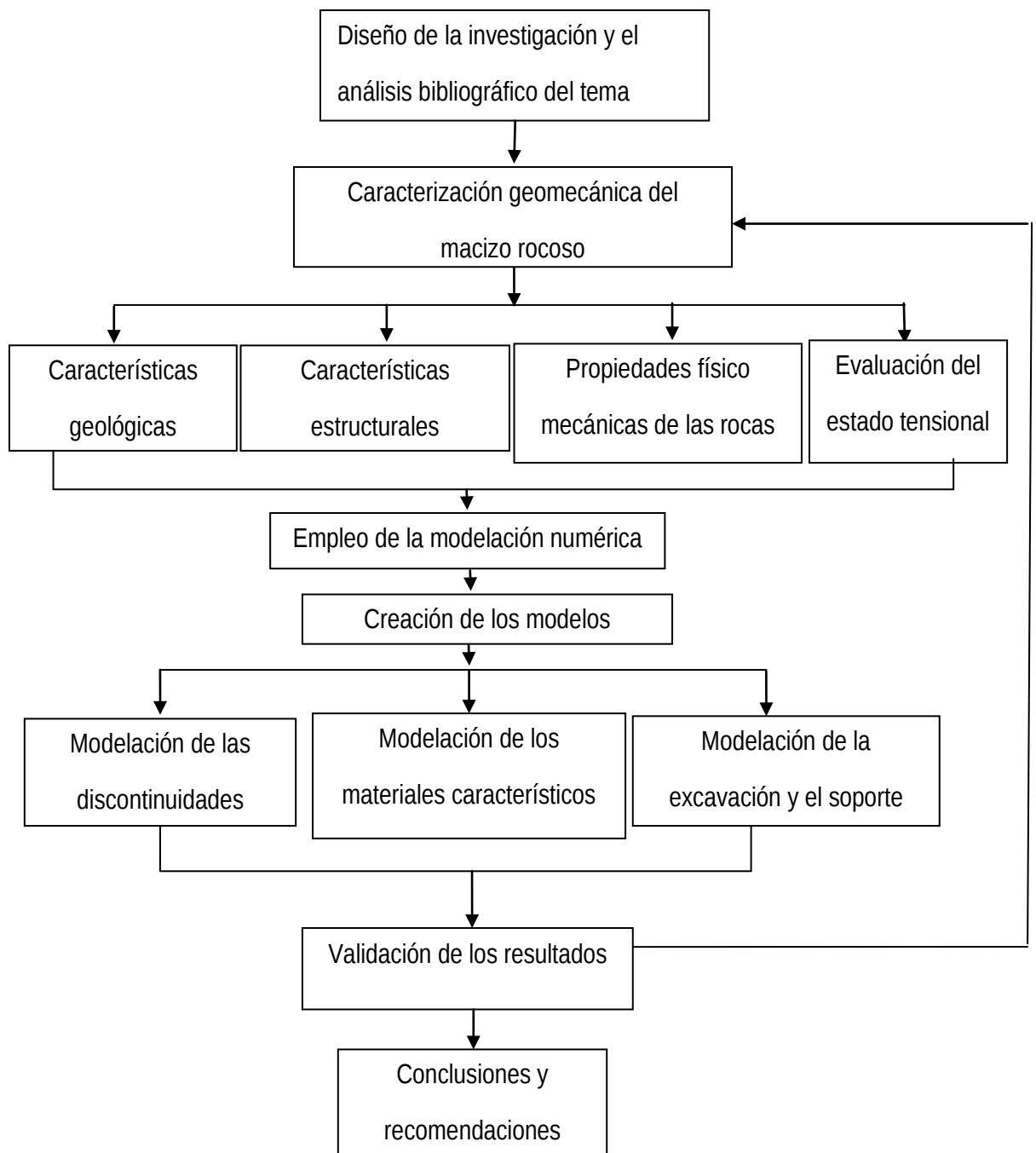


Figura I. Flujograma de trabajo

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y ACTUALIDAD DE LA INVESTIGACIÓN

CAPÍTULO I. ANTECEDENTES Y ACTUALIDAD DE LA INVESTIGACIÓN

I.1. Introducción

La necesidad de analizar cómo se comportan los conceptos, magnitudes, variables, leyes y modelos que existen en la geomecánica como ciencia y su sistematización con el objetivo de determinar en qué medida estos contribuyen a la evaluación del comportamiento del macizo rocoso, empleando la modelación a partir del método basado en elementos finitos y en qué medida estos son insuficientes, conlleva a analizar y sintetizar el estado de esta ciencia y la aplicación de nuevos criterios que permitan evaluar el comportamiento del macizo desde etapas precedentes al proceso de laboreo de las excavaciones mineras.

Antiguamente, los griegos y egipcios emplearon los macizos rocosos para sus obras de construcción. Las pirámides construidas en Egipto, obras construidas de bloques de calizas duras y que han pasado por muchos años, aunque con las influencias de los agentes de meteorización, se observan y conservan en nuestros días, por eso, vale examinar estas obras como una herencia en el campo de la geomecánica (Cartaya, 2001)

Aunque la literatura especializada en estas materias ha alcanzado un importante desarrollo, el estado actual del conocimiento en mecánica de rocas, así como la definición y obtención de parámetros y adopción de modelos numéricos que representen el comportamiento real de los macizos rocosos, se encuentran en una fase de desarrollo aún incipiente con respecto a las otras ramas de la ingeniería. La complejidad frente a la simulación del problema real del macizo rocoso y la dificultad de establecer modelos analíticos que permitan evaluar el comportamiento de este y que representen realmente lo diferentes procesos que en él tienen lugar; cuando se trata de resolver

problemas de estabilidad o dimensionamiento de las obras a cielo abierto o las subterráneas, hacen que los investigadores busquen mejores métodos y procedimientos que estimen los parámetros para la solución deseada (López, 1998; Cartaya, 2001). Así, se tiene como propósito determinar a qué nivel se ha empleado ésta ciencia y la aplicación de la modelación numérica para resolver los problemas mecánicos y estructurales en las minas subterráneas.

I.2. Análisis de los trabajos precedentes en la geomecánica

Desde finales del siglo XIX hasta los años de la década del 30 del siglo XX, se explican los hechos, empleando la mecánica de la construcción y como esquema de cálculo, las figuras geométricas simples. Durante esta etapa se admite habitualmente, que la causa fundamental de las presiones alrededor de las excavaciones lo constituye la masa de rocas que se encuentra dentro de la bóveda que se forma en la excavación. Protodiakonov (1933), basado en el concepto de bóveda de equilibrio, afirmó que: con el aumento de la profundidad, el componente horizontal del estado tensional aumenta y la bóveda no se forma. Sin embargo la experiencia mundial demostró que la tensión horizontal y la vertical tienden a igualarse con la profundidad y la tensión horizontal generalmente es superior a la vertical (Martínez, 2002; Hoek, 2007).

De la misma forma se propone para el cálculo de la presión en excavaciones situadas a poca profundidad, donde no existen las condiciones necesarias para la formación de la bóveda de equilibrio natural y que asume como una carga que actúa sobre la excavación el prisma que se desliza, al cual se oponen fuerzas de fricción ocasionadas por la presión lateral del propio macizo (Nasonob, 1969; Martínez, 2002). Por otra parte, Cimbarievich (1951) propone calcular la presión lateral como la presión activa que actúa sobre la pared de apoyo de un prisma de roca que se

desliza según un ángulo. Este prisma carga las rocas de la zona destruida que yacen sobre él y para el cálculo de las presiones en las paredes, la presión que ejerce la roca dentro de la bóveda se transmite hacia aquellas y si la roca es débil, ésta falla en forma de prisma.

Estos criterios, generalmente, establecen el concepto de bóveda de equilibrio, el criterio de luz estable y que la forma y dimensiones de la bóveda determinan la presión del macizo alrededor de la excavación (Martínez, 2002), pero no resolvieron el problema de las influencias de las características internas lineales y no lineales de las rocas, y la geometría irregular de la excavación.

En las décadas de los años 30 y 40 del siglo pasado, se utiliza la mecánica del medio continuo para la solución de los problemas y se inicia la modelación de los procesos constructivos de las obras subterráneas, introduciendo así en el cálculo de la presión minera la modelación con materiales equivalentes donde se toma un medio homogéneo y como elemento de diseño a determinar las deformaciones no elásticas (Shen y Kushwaha, 1998; Martínez, 2002). En este periodo no se pudo aprovechar de forma óptima la ventaja de este criterio en las minas subterráneas por no existir un medio eficaz para solucionar el conjunto de ecuaciones diferenciales que se forman al considerar el área de tamaño grande con sus características no lineales.

A fines de la década del 40 comienza el análisis de la interacción entre la práctica y las formulaciones hipotéticas que le permiten a los especialistas pronosticar el comportamiento de una obra subterránea. En los planeamientos mineros, se considera la construcción y ejecución de las labores mineras subterráneas y superficiales, por lo que es necesario, la cuantificación de las características geomecánicas del macizo rocoso, para una explotación racional, segura y rentable. Su utilización estuvo orientada al diseño de las labores constructivas, el diseño del método de explotación, la selección de los equipos, los trabajos de perforación y voladura, así como el

sostenimiento, relleno y drenaje. También para la conservación del medio ambiente, la productividad, control de las pérdidas y dilución del mineral. Entre los aspectos más relevantes del sistema de información de la geomecánica, relacionado con las características del comportamiento mecánico del macizo rocoso y sus componentes, se encuentran: los ensayos de laboratorio y los ensayos in-situ, con la finalidad de determinar las propiedades físico mecánicas de las rocas y minerales y el monitoreo del macizo rocoso durante las operaciones mineras (Bieniawski, 1989; Cartaya, 2000).

Cabrera y otros autores (2012) así como Cabrera y Samaniego (2013) aplicaron una metodología práctica de diseño geomecánico para las labores subterráneas, en la que emplearon el método de explotación por sub-nivel con la aplicación de criterios empíricos y numéricos, para optimizar las dimensiones de las excavaciones y pilares, y mantener la estabilidad del equilibrio del macizo rocoso; con el fin de alcanzar una alta productividad y bajos costos de explotación con alto grado de seguridad. De manera similar, Torres (2004), estudió geomecánicamente varias minas y obras civiles en Perú y concluyó que se debe tener en cuenta el sistema de monitoreo de los componentes estructurales del macizo rocoso, una parte integrante de las operaciones mineras, para la detección y control de los signos de inestabilidad potencial, antes, durante y después de la construcción de dichas obras mineras, con la finalidad de garantizar la seguridad, verificación de la validez de los modelos conceptuales, propiedades del macizo rocoso usadas en los cálculos para el diseño y el control de la implementación del tratamiento para remediar y/o mitigar el ecosistema impactado.

En la historia de la minería, las investigaciones han expuesto que la inestabilidad del macizo rocoso de las minas de carbón ha sido un gran desafío para los mineros. Un ejemplo notable lo fue la mina subterránea Estonia Betún que siendo explotada por el método de cámaras y pilares, ubicada en un área muy populosa y de intensa actividad agrícola, donde se registraron 73 casos de ruptura de

pilares que dieron lugar al derrumbe de los techos de las cámaras y hundimiento de la superficie (Nikitin, 2003).

De igual forma Malany y Napier (2011) realizaron el estudio de la historia de la quiebra de los pilares y el derrumbe de los macizos rocosos especialmente en las minas subterráneas en rocas fuertes al Sur de África y señalaron que hay dificultades para la determinación del esfuerzo de pilares en rocas fuertes, a pesar de que existen métodos para su diseño. Mostraron casos de pilares que se derrumbaron, por ejemplo, el derrumbe de pilares en un área de 324 hectáreas en la mina de carbón, Sur de África, donde resultaron muertos 437 obreros. Así mismo, Genis y Aydan (2008) estimaron la respuesta dinámica de la estabilidad de la mina subterránea de Lignito y observaron la afectación de las estructuras alrededor de la mina en Tokio por efectos de terremotos. Estas investigaciones conducen a la necesidad de realizar más investigaciones geomecánicas para optimizar la condición de estabilidad del macizo rocoso en las minas subterráneas.

Autores como Yu y Dinis (2002), en la mina Panasqueira, realizaron el estudio de la estabilidad del macizo rocoso con el método empírico, determinaron la velocidad de convergencia y convergencia acumulativa en las distancias entre pilares grandes y pequeños. Estos observaron que los valores de convergencia acumulativa y la velocidad son mayores en las zonas de pilares con falla y al aumentar los valores de estos parámetros se incrementa la cantidad de grietas que aparecen en los techos y pilares que son, probablemente, señales de punto crítico o de quiebra. A la hora de considerar la seguridad de los espacios subterráneos abandonados hace más de cien años en la mina de sal explotada y abandonada en Francia, Laouafa y Ghoreychi (2005), propusieron una metodología más exacta para determinar la estabilidad de los pilares, teniendo en cuenta la interacción mecánica entre pilar-techo y pilar-piso, emplearon el método de elementos finitos y

podieron corregir el método antiguo de criterio de rotura de pilar y obtuvieron una estimación más exacta.

Por otra parte, Unlu (2001), definió el concepto de dimensión crítica para los pilares en la mina de carbón por medio de las siguientes preguntas: ¿cuánta carga está puesta sobre el pilar y cómo es su distribución? ¿Cuáles son los factores importantes involucrados en la fuerza del pilar de carbón? ¿Qué papel juega el cierre de pilar por estrato de techo y piso? y ¿qué fórmula o criterio de diseño es más apropiado para el diseño de los pilares en la aplicación minera? Al considerar estas encuestas y según la estabilidad, se realizó una nueva clasificación de pilares de contra-fuerza, pilares críticos y pilares de rendimiento. Sugirió que la relación ancho-altura es factor importante a la hora de determinar las dimensiones críticas de los pilares. Concluyó que el ancho mínimo, en la mina de carbón no debe ser menor de 10 m y que se rechaza la sugerencia de usar pilares grandes (más de 40-50 m) para minas de carbón profundas.

En fecha reciente, Bieniawski (2011) señaló que es primordial evitar elegir un único método de diseño, justificándolo con “no teníamos el tiempo y el dinero” para afrontar la aproximación correcta y que cada uno de los tres métodos de diseño (el empírico, el analítico y el observacional) tienen virtud y juegan un determinado papel. Además, las clasificaciones geomecánicas empíricas basadas en un índice de calidad RMR o Q, representan un gran número de experiencias prácticas sobre casos históricos y proporcionan un criterio técnico veraz y actual.

En cuanto al método teórico, los criterios analíticos de resistencia y deformabilidad del macizo rocoso son fundamentales (Barton, 1973; Barton y Choubey, 1974), puesto que incluyen la relación entre la resistencia del macizo rocoso y los esfuerzos existentes con vistas a la determinación de factores de seguridad. En cuanto al método observacional, las medidas de convergencia y

deformaciones durante la construcción, resultan imprescindibles para comparar las predicciones con el comportamiento real, permitiendo así revisar las hipótesis y estimaciones asumidas en el diseño. Reiteró también que es un error el hecho de que el RMR no se puede usar en rocas de muy mala calidad, y que se puede aplicar el RMR en clase 5 perteneciente a la roca de mala calidad con $RMR < 20$, solo, cuando el análisis de los datos se hace de manera adecuada.

En general, los macizos rocosos se diferencian de otros materiales ingenieriles por sus discontinuidades, contactos de exfoliación, pliegues, planos de estratificación, zonas de tensión y fallas, y por otra parte, la roca intacta, como sólido poli-cristalino, se encuentra entre las discontinuidades constituida de agregados de minerales o granos. Las rocas intactas se caracterizan por las propiedades físicas de los materiales que las componen y por la manera en que se enlazan, y los macizos rocosos son discontinuos, más frecuentes heterogéneos y con propiedades anisótropas. El estado tensional natural se afecta por las grietas, de manera que Anderson (1951) plantea que el componente horizontal y vertical de la tensión principal varía según la orientación de las fallas. (Zhang, 2005).

Debido a la variabilidad de los macizos rocosos, es importante seleccionar el dominio más representativo de la estructura que se analiza. Cuando el problema a resolver es, como por ejemplo, la perforación de rocas, su dominio es mucho más pequeño que el bloque de roca intacta formado por las discontinuidades, los materiales que la constituyen requieren un análisis detallado. Por otra parte, cuando el tamaño del bloque es del mismo orden como la de la estructura en cuestión o si una de las familia de discontinuidad es mucho más débil que las otras, se debe analizar la estabilidad de la estructura considerando el mecanismo de rotura por deslizamiento o rotación de los bloques y cuñas. Por último, cuando se analizan estructuras que son mayores que los bloques

formados por las discontinuidades, se trata el macizo rocoso como un cuerpo continuo equivalente ((Brady y Brown, 1985; Brown, 1993; Hoek, 2007; Zhang, 2005).

Los eventos geológicos pueden influenciar las propiedades mecánicas de los macizos rocosos y su comportamiento mecánico se describe por la curva de tensión-deformación durante el ensayo de compresión uniaxial (Hudson, 2000). De igual forma, se describen por su nombre petrográfico, color, textura, tamaño de grano, pequeña característica litológica, densidad, porosidad y resistencia. Las clasificaciones geológicas y genética de la roca intacta brindan poca información sobre el comportamiento ingenieril de la misma, por eso, es esencial el estudio de las características de las discontinuidades donde se consideran la orientación, el espaciamiento entre juntas adyacentes, la persistencia y aspereza, la resistencia de la pared adyacente a la discontinuidad, la apertura entre las paredes de las rocas adyacentes con relleno de aire o agua, el número de familia de juntas, el tamaño de bloque y la filtración o humedad libre visible en el macizo rocoso. Además, los rellenos pueden ser materiales como: arena, arcilla, limo, brecha, boquete, revestimiento minerales, discontinuidad sanada de veta de cuarzo o calcita (ISRM, 1978; Hoek, 1994; Zhang, 2005,).

A partir de la década del 70 del pasado siglo, de manera creciente, la geomecánica está ocupando un lugar importante en las obras subterráneas por sus aportes científicos y técnicos, a tal punto que hoy día la elección y el diseño del método de explotación se hacen basados en su análisis. También la construcción de los túneles se hace bajo supervisión de un experto en geomecánica. En algunos países tienen por ley que antes de aprobar el proyecto de un túnel, tiene que ser aprobado geomecánicamente, reconociendo que este incluye el estudio integral del macizo rocoso (Cartaya, 2001).

La clasificación de Protodiakonov (1933) constituye el primer intento para evaluar mecánicamente el macizo rocoso, así fundamentó su clasificación en el concepto del `coeficiente de fortaleza` de la roca intacta utilizando la teoría de Mohr que se basa en la “rotura del material bajo la combinación de tensión normal y tangencial y a partir del mismo se establece la clasificación de macizos rocosos hasta un máximo de veinte. La resistencia a compresión de la roca intacta se identifica como la resistencia límite la cual se corresponde con una tensión cortante límite formando el estado tensional compuesto. La utilización del límite máximo de resistencia a compresión se basa en la propiedad de las rocas de soportar carga cuando se ha sobrepasado su carga máxima de rotura. Es evidente que esta forma de caracterizar el macizo rocoso tiene limitaciones desde el punto de vista de la utilización de roca intacta en los ensayos realizados en el laboratorio (Martínez, 2011).

La clasificación propuesta por Terzaghi (1946), en la década de los años 50, dio un gran aporte al cálculo del sostenimiento con arcos metálicos de túneles de ferrocarril, donde se parte del criterio de la formación de una zona de roca destruida por el techo de la excavación. Al considerar estos criterios se clasifican los terrenos en nueve tipos, atendiendo esencialmente a las condiciones de fracturación en las rocas y a la cohesión o expansibilidad en los suelos, consideró también la disposición de la estratificación respecto al eje del Túnel, haciendo una previsión respecto a posibles desprendimientos. A pesar de ello esta metodología carece de un índice cuantitativo mediante el cual se pueda tener un criterio más acertado de competencia de las rocas (González de Vallejo, 1998. Moreno, 1998; Cartaya, 2001).

A finales de la década del 50, Lauffer (Moreno, 1998; Cartaya, 2001), propuso una clasificación, también para túneles, que posee un carácter cualitativo. Se clasifica el macizo rocoso y a partir de ella proponen recomendaciones para la elección del sostenimiento, introduciendo el concepto del claro activo. El inconveniente que presenta ésta radica en la dificultad de determinar los parámetros

que intervienen en la clasificación, si no se tienen abiertas excavaciones de distintas longitudes libres. Después, en los años 60, los trabajos de T. Hagerman (Cartaya, 2001) diferencian cinco tipos de macizos según su estabilidad, para lo cual parte del grado de debilitamiento estructural que ellos presentan, desde macizos totalmente estables (macizos homogéneos e isotrópicos) hasta macizos muy inestable, que presentan un gran número de superficies de debilitamiento. En esta propuesta solo se realiza un análisis cualitativo de la situación del macizo rocoso, sin embargo no tiene en cuenta la orientación de las superficies de debilitamiento.

El destacado investigador Deere (1964; 1989) propuso un índice de calidad de roca RQD (*Rock Quality Designation*) basado en la recuperación de testigos en sondeos con diámetro mínimo de 54 mm, que se define como el porcentaje de la longitud del testigo recuperado en trozos mayores o iguales a 10 cm, respecto a la longitud del sondeo. La inconveniencia de este criterio es que el RQD puede afectarse si no se realiza correctamente el sondeo del testigo, ya que este puede sufrir fracturas tecnológicas, que pueden confundirse con las naturales. Esta clasificación es más válida en rocas masivas y resistentes y poco útil su aplicación en rocas de mala calidad. Cuando no se dispone de sondeos, el RQD puede ser estimado con la expresión propuesta por Palmström (1982), teniendo como principal parámetro el número de grietas por metros cúbicos.

Además, Wickham y otros autores (1972) establecieron los criterios para la obtención del RSR (*Rock Structure Rating*) para la clasificación geomecánica de las rocas, que permitiese el dimensionamiento del sostenimiento en las obras subterráneas. Este criterio considera el efecto aguas condicionado por parámetros litológicos y estructurales del macizo y por la influencia del agrietamiento. Por eso, a la hora de emplear este criterio debe ser analizado muy bien porque no siempre la influencia del agua en una excavación está condicionada exclusivamente por estos

factores (Blanco y otros, 1998; González de Vallejo, 1998; López, 1998; Moreno, 1998; Palmström, 1998; Cartaya, 2001).

En la década de los años 70, Boluchof (Boluchof, 1982; Martínez, 2002) desarrolló un método para valorar la estabilidad dado por el índice -S-. Este criterio incorpora parámetros como el coeficiente de fortaleza de las rocas, y durante la misma década Franklin (1994 y 1997) y Louis (1974), desarrollaron otras clasificaciones geomecánicas que han tenido menores seguidores. La rápida aceptación del método propuesto por Bieniawski (1973, 1989) y Barton y otros (1974) es debido a su sencillez (Moreno, 1998. Cartaya, 2001). Palmström (1995; 1996) propone el índice R_{Mi}, a partir de la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa, del parámetro de diaclasado JP de las discontinuidades y tamaño del bloque, que permiten caracterizar macizos rocosos y calcular el sostenimiento en las obras subterráneas.

En Cuba, se realiza la caracterización geomecánica de los macizos rocosos en minas subterráneas de la región oriental. Este análisis se basa en las características geológicas y geomecánicas de los macizos rocosos donde se ubican las minas subterráneas Las Merceditas, Amores y “El Cobre” que explotan yacimientos de cromo y cobre. Este estudio permite definir la pérdida de estabilidad por desprendimientos, por desplazamiento, deformación y destrucción de la roca en el contorno de la excavación y la pérdida de estabilidad por desplazamiento de la roca sin su destrucción. También se definen los siguientes modelos geomecánicos: modelo elástico, modelo elástico-plástico, modelo rígido-plástico y modelos discretos que caracterizan en forma representativa el macizo en estas minas. Se proponen para cada mina los modelos de interacción macizo-fortificación factibles para el diseño de la fortificación. Se recomiendan en cada caso expresiones para el cálculo de la presión actuante en correspondencia con el modelo asumido (Blanco y otros, 1998; Cartaya y Blanco, 2000; Cartaya, 2001; Blanco y Roberto, 2012). Estos estudios fueron realizados por método empírico-

analítico y no se empleó la modelación numérica para describir o evaluar los macizos (Noa y otros, 2017).

A inicios del siglo XXI Mondéjar (2001) propone los métodos empíricos desarrollados por Barton y Bieniawski para la elección de sostenimiento, estos se basan en los datos obtenidos de mediciones en la práctica y de su ajuste para conformar gráficos interactivos que son los que mejores resultados ofrecen en la evaluación de la estabilidad de las obras de las minas Merceditas y El Cobre, y las de los túneles de Moa y Holguín. Se evalúa el comportamiento de los macizos como un medio discreto y un medio elástico-plástico para la determinación del mecanismo de acción de las cargas que actúan sobre la excavación, se destacan las ventajas de la modelación numérica para el análisis y la evaluación del comportamiento de macizos rocosos y en la selección de soporte de las excavaciones, pero no se aplicó.

A la hora de determinar el método más adecuado para el arranque de rocas en los macizos de las minas Merceditas, El Cobre, Amores y los túneles de Mayarí, Holguín, Las Tunas, Guantánamo y de Moa; Noa (2003) realizó un estudio detallado de su agrietamiento y comportamiento físico-mecánico, para poder establecer la calidad y las condiciones de estabilidad de estos macizos, empleando los métodos empíricos existentes. Este estudio permite valorar la excavabilidad de estos macizos y por ende, proponer las indicaciones metodológicas para la elección del método de arranque de las rocas durante el laboreo de excavaciones horizontales de pequeña y mediana sección. En este estudio no se analizó la influencia de los contornos no lineales a la hora de arrancar rocas en pequeñas excavaciones, en tal caso la aplicación de la modelación numérica sería muy útil.

En la cantera de árido, El Cacao, se establece una metodología para el diseño de los patrones de voladura, en la cual se consideran las propiedades de la roca, las características estructurales del macizo, las propiedades de las sustancias explosivas y la acción de la explosión en el macizo de rocas (Pedro, 2006) además se establecen los criterios para el diseño de voladuras en el laboreo de excavaciones subterráneas. En su estudio no se empleó la modelación numérica para evaluar el estado tensional del macizo rocoso sobre el cual actúan las sustancias explosivas.

En años posteriores Sargentón (2008), realizó el estudio geológico estructural de los macizos en varias obras subterráneas y destacó que, para analizar el estado tenso - deformacional de las rocas alrededor de la cámara de carga se precisa de la modelación matemática de las tensiones y las deformaciones que se producen en las tres zonas: la cercana, la media y la lejana. La complejidad de la configuración no simétrica de las cargas o del sistema de cargas y la de las superficies libres en el macizo hace necesario la aplicación del método analítico para la selección de la función de dispersión geométrica de la energía con un nivel de aproximación aceptado en la práctica. Para ésta misma complejidad se puede aprovechar la ventaja y la potencialidad de la modelación numérica, pero no se consideró en este estudio.

Posteriormente, Cuesta (2010), estableció un procedimiento para elegir la técnica de control de las filtraciones que afectan las excavaciones subterráneas en macizos rocosos poco porosos y agrietados. En este estudio se procesa el modelo digital de elevaciones del área bajo la cual se diseña la obra, se caracterizan las condiciones geomecánicas del macizo rocoso que favorecen los procesos de infiltración y filtración, se elabora el mapa tectónico del área del proyecto y se evalúan los factores hidrográficos e hidrogeológicos que influyen en el proceso de filtración. También, se determinan, identifican y demarcan las zonas o las áreas propensas a la presencia de agua, con resultados que permiten elegir de forma racional la técnica adecuada para el control del agua que

afecta las excavaciones subterráneas de pequeña y mediana sección, laboreadas en macizos rocosos fuertes, poco porosos y agrietados. Este estudio no consideró la aplicación de la modelación numérica que pudiera ser de gran ventaja para obtener mejores resultados.

En lo que ha sido expuesto hasta ahora acerca de la caracterización de los macizos rocosos y la evaluación de su estabilidad, se concluye que el concepto de estabilidad solo está relacionado con la calidad del macizo; la tarea no se resuelve espacialmente; no relacionan la carga con el estado tensional antes de ejecutarse la obra; la forma y el área de la sección transversal no se consideran para el cálculo y no se aplica el método numérico para resolver los problemas que se enfrentan en las obras mineras.

Generalmente, el macizo rocoso es un medio discontinuo, pero, para el análisis de tensiones, se asume como continuo y las estructuras geológicas que son roturas mecánicas se consideran como discontinuidades. Por esta estructura compleja de macizo rocoso se necesita un procedimiento para pronosticar su capacidad portante. Han existido varias metodologías para este efecto, entre las cuales se encuentran: Griffith, Mohr-Coulomb (Coulomb, 1776; Mohr, 1900), Hoek y Brown (1980a). En Cuba Martínez (2002; 2011) quien fundamenta su investigación en una metodología de pronóstico donde, en la evaluación de la estabilidad del macizo rocoso se considera el estado tensional natural y la fuerza gravitacional volumétrica inducida sobre el volumen total de la estructura y éstas permiten demarcar la frontera de la zona de influencia de la excavación.

Para obtener el pronóstico sobre la capacidad portante del macizo se considera: la relación entre zonas de debilitamiento y parámetros mecánicos de la roca, se pronostica la resistencia del macizo en función del tamaño de la probeta, se emplean los factores de minoración y datos del diseño de la galería que permite pronosticar el volumen estable. También se pronostica la estabilidad de la obra

subterránea considerando su carácter tridimensional, en el cual influyen el área de la sección transversal y el avance del frente.

Con lo expuesto anteriormente, se establece el modelo de interacción del macizo - fortificación, definido por las propiedades mecánicas del macizo y la forma en que ocurre el “fallo”. La solución se obtiene mediante ecuaciones empíricas y gráficos, que se enriquecen constantemente mediante las observaciones que se ejecutan durante la construcción de la obra. Aunque esta obedece a casos particulares cuya generalización es imposible, pero sirven como un criterio para asumir aptitudes similares y obtener resultados que se ajustan a las condiciones específicas de las obras mineras.

Esta metodología de pronóstico considera la forma de la sección transversal de la excavación como consecuencia del estado tensional, el carácter espacial durante la ejecución del laboreo de la excavación, la anisotropía del medio y la distribución de las cargas en el proceso de fortificación (Martínez, 2011). Pero presenta las siguientes insuficiencias: no considera la irregularidad de las geometrías de la excavación y de los materiales que constituyen el macizo rocoso ni la no – linealidad de las propiedades del mismo. Con ella no se pueden pronosticar los valores de tensiones, desplazamientos y deformaciones en cada punto del contorno de la parte constituida por área de influencia de la excavación. Todas estas deficiencias necesitan soluciones que corregirían la precisión de los valores en los parámetros para el diseño de las obras subterráneas pues no se aplica el método de modelación numérica que pueda resolverlas.

I.3. Análisis de los trabajos precedentes en la geomecánica con empleo de la modelación numérica

El modelo constitutivo describe el comportamiento natural y tecnológico de los materiales cuando están sometidos a las condiciones mecánicas o ambientales, también este describe las propiedades físicas de un material. Desde la antigüedad en el campo del modelo elástico se habla de Hooke (1678), quien descubrió el incremento proporcional entre fuerza aplicada sobre un muelle fijado y su deformación. Young (1807), formuló la proporcionalidad del comportamiento del material, la noción de la densidad de fuerzas normalizadas y la medida de deformación normalizada hasta el tiempo de Cauchy (1821), quien definió el estado triaxial de tensión por tres vectores de tracción fundamentado en el equilibrio de tetraedro. Otros, como Coleman y Gurtin (1967), han trabajado en el área de la propiedad elasto-plástica de materiales (Kaspar, 2000). Las obras de estos investigadores constituyen los primeros pasos para describir el comportamiento elástico y elasto-plástico de los materiales.

Desde la década de los 70 hasta el presente, ha existido un incremento en los trabajos de investigación científico - tecnológica en la rama de la geomecánica en el mundo (Oluwaseyi, 2013) y la técnica basada en la aplicación de la modelación numérica en el campo de la minería, ha alcanzado un cierto desarrollo pero hace falta incrementar el rigor científico-investigativo y establecer criterios geomecánicos con su empleo para alcanzar el nivel de otras ramas de la ingeniería, como la civil y la aeronáutica; aunque en la minería hay mayor complejidad por la no-homogeneidad y anisotropía de las estructuras que componen el macizo rocoso. Por eso, es necesario el dominio de la técnica de la modelación numérica para superar estas dificultades y obtener parámetros más confiables en el diseño de las obras subterráneas.

En un principio, los programas disponibles para la solución aproximada del sistema de ecuaciones resultante de la modelación numérica, consideraban que los bloques eran rígidos, proposición que no es válida en la mayoría de los casos. En la actualidad, se dispone de programas que consideran que los bloques son deformables, con la posibilidad de rotura. Además, en la minería subterránea, las dimensiones y formas de las excavaciones, se encuentran en un estado variable, debido a la técnica de construcción aplicada. A veces se encuentran ubicadas cerca de otras excavaciones que les dan una forma tridimensional compleja. De igual forma, la presencia de características geológicas del macizo como: fallas, diques, diaclasas y otros, hacen que las propiedades de las rocas, rara vez se encuentren uniformes dentro de cierto volumen de éstas. Por eso, la determinación de tensiones, desplazamientos y el fallo del macizo rocoso por el método tradicional está limitada. Las ventajas del MEF están dadas en que puede ser utilizado para resolver una gran parte de los problemas de medios y campos continuos; adoptar la expresión en matriz y así poder usar los programas de computación para resolver cualquier problema relacionado con la geometría irregular (Shen y Kushwaha, 1998; Hoek, 2007).

El esfuerzo tanto científico como tecnológico para obtener un modelo adecuado se fundamenta en separar los sistemas en sus componentes o elementos, cuyas características pueden ser investigados con más facilidad y utilizar un número finito de componentes bien definidos, o subdivisión indefinida y haciendo uso de la ficción matemática infinitesimal que se conduce a ecuaciones diferenciales o expresiones equivalentes con un número infinito de elementos implicados (Zienkiewicz y Taylor, 1994).

Con respecto al empleo de nuevas tecnologías Duarte y Fernández (2005) ilustran la importancia de la simulación por computador, en especial del método de los elementos finitos (MEF) como una alternativa de interés para la investigación en áreas como electricidad, mecánica, electrónica,

biología y medicina, entre otras. Se destaca que, para llevar a cabo una simulación se requiere la base teórica, que permite formular el problema por resolver en función de modelos que permitan hacer un análisis matemático y entenderlo desde una perspectiva abstracta. También, son importantes los algoritmos que facilitan desarrollar una secuencia de pasos lógicos que serán ejecutados por el procesador para la solución del modelo y el estudio más minucioso del problema y finalmente, el conocimiento de lenguajes y técnicas de programación que permitirá efectuar las simulaciones y, a partir de sus resultados, iniciar un proceso iterativo para perfeccionar el modelo a medida que se descubren nuevos aspectos del problema real.

Debido a las dificultades que se presentan al formular el problema de simulación y resolver analíticamente las ecuaciones diferenciales (algunas veces lineales y a menudo parciales no lineales), son muy complejos y casi siempre imposibles de resolver, por lo que se hace necesario recurrir a métodos numéricos para la resolución de las ecuaciones involucradas.

Como la idea final de la simulación física es obtener, mediante un conjunto mínimo de parámetros (grado de libertad), la descripción más fiel posible del sistema, en la cual se reflejan aspectos tan importantes como las no linealidades y los acoplamientos, es importante una buena discretización del sistema para fraccionar el sistema, establecer las condiciones de contorno y acoplarse entre sí. Los diferentes métodos numéricos buscan reducir el número de grado de libertad de una forma óptima, sin perder información acerca del sistema y el MEF es uno de los métodos más populares para el cálculo numérico de ecuaciones y comparado con otros métodos de cálculo, la ventaja principal es la generalidad del proceso, lo cual hace que su uso sea posible en multitud de problemas, además, el enmallado generado puede ajustarse a las necesidades del problema reduciendo su densidad cuando no se obtienen variaciones importantes de las variables independientes; de esta forma puede mejorarse la precisión del cálculo. No obstante, su gran

problema son las enormes matrices que se generan, incluso en geometrías no muy complejas, lo que exige un tiempo de cálculo que en muchas ocasiones puede ser excesivamente alto (Duarte y Fernández, 2005).

En años recientes, Salazar y Córdova (2013) investigaron la geomecánica de la mina Marcapunta Norte que pertenece a la sociedad minera El Brocal (Perú) que tenía el propósito de incrementar la producción de 1000 a 4000 toneladas de mineral de cobre por día, empleando los métodos de minado “cámaras y pilares” cuadrados y método de minado tajeo por subniveles con pilares corridos. Se caracterizaron el macizo rocoso y se determinaron las dimensiones de las cámaras y pilares por el método gráfico de estabilidad (MGE) y se obtuvieron los resultados del factor de seguridad entre 3,1 y 5,0, los cuales indican buenas condiciones de estabilidad de las cámaras y pilares. Con la finalidad de comprobar los resultados obtenidos con el método gráfico de estabilidad y el diseño convencional de cámaras y pilares, realizando simulación numérica de los esfuerzos y deformaciones que ocurrirían en los pilares y las coronas de área del minado, tanto a nivel local como el global, utilizando el software de elementos finitos y se obtuvieron resultados del factor de resistencia en los pilares de 1,2 y en los techos de las cámaras de 1,3, indican condiciones de estabilidad aceptables y de la necesidad de establecer monitoreo eficaz de los tajos de explotación.

En la mina de wolframio de Panasqueira de Portugal se utilizó el criterio de rotura de Mohr-Coulomb de modelo elástico y mediante la aplicación de programas computacionales que usan elementos de frontera y elementos finitos para analizar el comportamiento de las tensiones y deformaciones en el macizo rocoso durante la explotación de cámaras y pilares, de vetas angostas sub-horizontales, cuya roca encajante está constituida por esquistos a una profundidad de estudio de 300 m. Se modelaron las cámaras y pilares con el software tridimensional de elemento de frontera MAP 3D para el análisis elástico y el software tridimensional de elementos finitos, FLAC 3D para el análisis

plástico. Aplicando el MAP3D (*Mine Analysis Program in 3 Dimensions*) de “*Mine Modelling Limited*” en Canadá, se elaboró el modelo tridimensional con los datos obtenidos de la práctica y del laboratorio para simular el estado de tensiones y las deformaciones en las condiciones de explotación actual además de analizar en plano vertical que corta la parte central del modelo, se obtuvieron resultados alentadores (Navarro y Dinis, 2011). Al comparar los resultados obtenidos de éste método con los medidos por el método de observación *in-situ* de las convergencias en algunos puntos del tajeo (Yu y Dinis, 2002), se observaron que estos resultados son similares lo que le da validez al uso de la modelación numérica. Aunque precisa que sería necesario incluir en su análisis, la influencia de la discontinuidad destacada sobre el macizo rocoso.

En la mina subterránea El Toro, se explota roca calcárea con el método de explotación de realce por subniveles para la fabricación de cemento en la planta El Cairo, de Cementos Argos S. A. Se modelan cuatro bloques y evalúan la distribución de los desplazamientos y de los esfuerzos resultantes de la compleja interacción de los bloques de explotación. Se obtuvo el modelo geomecánico del terreno rocoso, empleando el criterio generalizado de Hoek-Brown, para estudiar la ruptura progresiva del macizo rocoso y se evalúa la resistencia del mismo *in situ*, aplicando el factor GSI (*Geological Strength Index*) y las constantes de Hoek-Brown que permitieron evaluar las condiciones de meteorización, de las discontinuidades y la resistencia triaxial del macizo rocoso y por esta evaluación se considera el macizo estudiado como del grado medio.

La modelación numérica se realizó basada en la mecánica del medio continuo y por medio de la técnica de los elementos finitos, con el software ANSYS, donde se utiliza el modelo de Drucker-Prager, para analizar el tipo de material, considerando los parámetros de cohesión y de fricción para definir su comportamiento y en relación con la deformación plástica, el potencial de dilatación de la roca es controlado por el ángulo de dilatación. Se evaluaron varias configuraciones

geométricas de los bloques de explotación proyectados, y se concluyeron que la opción de cámaras con luces de 45 m y pilares de 15 m, posibilita aumentar la recuperación de reservas en un 9%, con un significativo aumento de la vida útil de la mina, todo ello manteniendo las alturas constantes y que permitiría extraer el mayor volumen posible de reservas minerales (Castro y otros, 2007). En este estudio se analizó la influencia de la discontinuidad en el macizo rocoso estudiado, pero no la incluyeron en la simulación por el método de modelación numérica.

En los últimos diez años, Burgoa y otros autores (2009), realizaron estudio sobre la ingeniería de rocas, en el túnel de conducción superior del proyecto hidroeléctrico Porce III, Colombia; con el objetivo de describir el comportamiento mecánico del macizo rocoso que alberga las obras subterráneas de conducción de este proyecto. Como parte de una introducción al método de aproximación por modelamiento observacional (OMA), a través del empleo de un modelo numérico esfuerzo-deformación, se diseñaron los modelos analíticos-numéricos-mecánicos de las cavidades involucradas en este estudio, empleando los datos de diseño e investigaciones ya realizados para el macizo rocoso. Para cada modelo se identificaron las posibles zonas de comportamiento especial y con el objeto de verificar algunos indicios del comportamiento del macizo rocoso, este fue observado *in-situ* durante el proceso de excavación.

En las etapas de la investigación se toman datos y se hacen cálculos primarios para armar el modelo numérico conjuntamente con el análisis teórico del modelo, se estima el comportamiento del macizo rocoso y se hizo la verificación final del modelo. A partir de las observaciones de campo se concluyó que el macizo rocoso presenta un comportamiento más complejo. Vale, también, aclarar que en el modelo no fue posible representar el comportamiento anisotrópico del material rocoso, ni fue posible una correcta estimación del carácter frágil del mismo, debido a que no estaban disponibles los equipos para medir estos parámetros.

En Cuba el método de modelación numérica no ha sido muy difundido para resolver problemas de la estabilidad de macizos rocosos tanto en las obras mineras subterráneas como las de superficie (Oluwaseyi y otros, 2017), no obstante, existe el conocimiento de esta temática en la esfera de la educación superior y en algunas ramas de la ciencia y la tecnología, como la ingeniería civil (Ibañez, 2001), donde se hizo el estudio del comportamiento de conectores tipo perno de estructuras compuestas de hormigón y acero mediante la simulación numérica del ensayo '*push out*' en sección viga-losa maciza de hormigón (Bonilla y otros, 2015). También el estudio hecho por Larrua y Pignatta (2013) sobre la modelación térmica del ensayo de conexiones acero-hormigón a elevadas temperaturas empleando el método de elementos finitos.

Por otra parte, en Nigeria se ha hecho poco estudio en el área de la modelación numérica. Alao (2010), aplicó la modelación numérica para modelar el factor de seguridad del talud de la mina a cielo abierto donde se extrae el depósito de asfalto en Dahomey Basin en la aldea Loda al Sur-Oeste de Nigeria. Al determinar la cohesión, peso específico y ángulo de fricción interna del suelo laterítico, se emplea el software *SLOPE/W* para obtener el rango de valores de factor de seguridad de 1.73 a 3.58 y se recomienda el ángulo de talud de 10° a 30° . Se puede decir que en el área de las obras subterránea no se ha aplicado la modelación numérica.

I.4. Conclusiones parciales

1. Los métodos basados en las clasificaciones geomecánicas empleados en la minería subterránea han relacionado la estabilidad de los macizos rocosos con la calidad del mismo; la tarea se resuelve espacialmente; se relaciona la carga con el estado tensional antes de ejecutarse la obra; se consideran la forma y el área de la sección transversal para

el cálculo, sin embargo, no se considera la irregularidad de la geometría de la obra y la litología, ni la no-linealidad de sus propiedades.

2. La modelación numérica, ha sido empleada a nivel mundial en algunas minas subterráneas, para el estudio de problemas complejos de configuraciones irregulares y de propiedades de materiales no-lineales y heterogéneos, pero no existen criterios de evaluación geomecánica aplicando la misma para describir el comportamiento del macizo rocoso.

CAPITULO II

CARACTERÍSTICAS INGENIERO - GEOLÓGICAS DE LAS MINAS OBJETO DE ESTUDIO

CAPITULO II. CARACTERÍSTICAS INGENIERO - GEOLÓGICAS DE LAS MINAS, OBJETO DE ESTUDIO

II.1. Introducción

El macizo rocoso es de naturaleza compleja lo que ésta influenciado por procesos geológicos, tectónicos, hidrogeológicos y sísmicos, que origina un estado tensional natural y formando un medio geológico heterogéneo y anisótropo. Por eso, se estudian en este capítulo, las principales características ingeniero-geológicas del macizo rocoso, que incluyen un breve análisis de las particularidades geológicas, hidrogeológicas y tectónicas de la región donde se encuentran las minas objetos de estudio. Igualmente se analiza las características estructurales que se manifiestan en el macizo; se determinan las propiedades físico-mecánicas de las rocas, se realiza la evaluación geomecánica empleando el criterio apropiado con el objetivo de establecer el tipo de macizo y determinar las ecuaciones que lo describen.

II.2. Ubicación geográfica del yacimiento, Descanso

El sector del yacimiento Descanso está situado en el municipio de Placetas, en la provincia Villa Clara, a 32 Km al Suroeste de la capital provincial, la ciudad de Santa Clara. Ocupa un área de 20.25 ha y las coordenadas y mapa del área de la concesión se muestran en la tabla 2.1 y figura 2.1.

Tabla 2.1. Coordenadas del área del yacimiento Descanso

<i>VERTICE</i>	<i>Y</i>	<i>X</i>
1	274300	628000
2	274300	628450
3	273850	628450
4	273850	628000

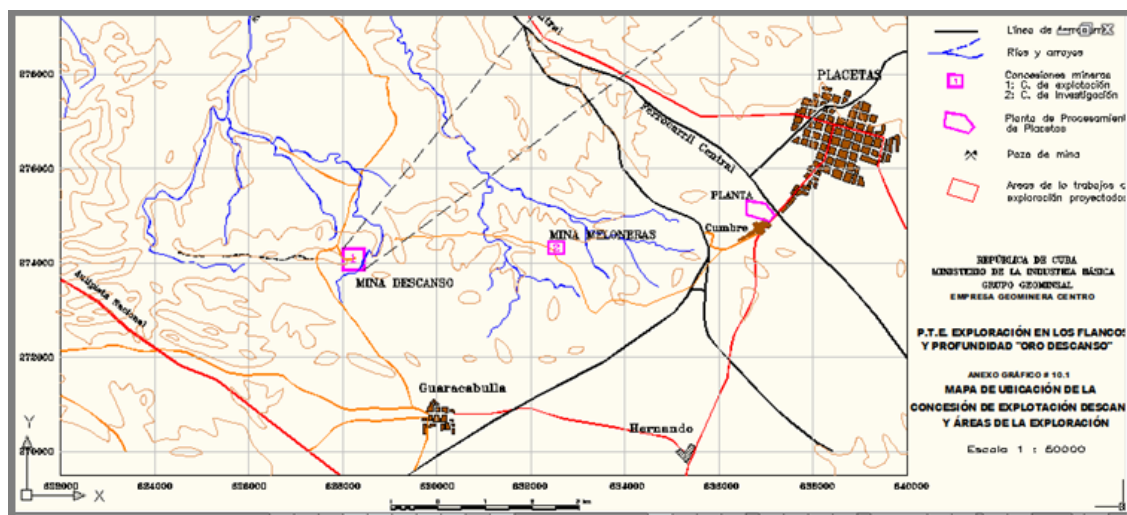


Figura 2.1 Mapa de ubicación de las minas Descanso y Meloneras (Fuente: Geomina del Centro, 2013).

II.3. Características geológicas de la región de estudio

En este epígrafe se describe la geología de la región donde se ubican las minas Descanso y Meloneras, y se exponen las características geológicas y tectónicas del yacimiento, Descanso.

➤ Geología de la región central de Cuba

Desde el punto de vista geológico (Iturralde, 1998) el territorio de Cuba central constituye una de las regiones más complejas del país. En Cuba se pueden distinguir dos niveles estructurales principales (figura 2.2): el sustrato plegado y el neo-autóctono. El sustrato plegado está constituido por distintos tipos de terrenos, con naturaleza continental, oceánica y mezclado. Abarca rocas con edades que datan desde el neo proterozoico hasta el Eoceno superior, que constituyen fragmentos de las placas de Norteamérica y del Caribe y probablemente su emplazamiento regional estaba en la zona actualmente ocupada por América Central y áreas aledañas del Océano Pacífico. El origen y evolución de sus componentes tuvo lugar fuera de los límites del territorio actual de Cuba, las que por acreción se sitúan hoy en el borde meridional de la placa de Norteamérica, proceso que ocurrió entre el Cretácico Superior y finales del Eoceno. El neo-autóctono posee rocas y estructuras

originadas a partir del Eoceno Superior, desarrolladas básicamente en el mismo lugar que hoy ocupa el territorio de Cuba, formando ya parte del margen pasivo meridional de la placa de Norteamérica.

En la parte central de Cuba, de Norte a Sur, se pueden encontrar diversos complejos rocosos: rocas de naturaleza continental, de naturaleza oceánica y terrenos mezclados. Entre los terrenos de naturaleza continental, incluye los terrenos de la plataforma de Bahamas con las zonas Cayo Coco (compuestos fundamentalmente por evaporitas y calizas de aguas someras); la zona de Remedios (correspondiente a la plataforma externa), que aflora inmediatamente al sur de la anterior y está compuesta por calizas y dolomías de ambiente de laguna; la zona de Camajuani (o talud continental) ubicada al Sur de la anterior, compuesta por secuencias carbonatadas donde predominan las facies de deposición en aguas profundas o que transicionan desde aguas someras a profundas y forman mantos tectónicos fuertemente deformados, a veces verticalizadas. Al sur de la zona de Camajuani se dispone una sutura tectónica de primer orden que contacta con un melange de serpentinitas, gabros y rocas en cierto grado anfibolitizadas. Estas rocas constituyen el complejo ofiolítico y en su ambiente de formación se encuentran las jadeititas estrechamente ligadas al metamorfismo de rocas nefelino-albititas creado en un ambiente de alta presión y relativamente temperaturas bajas. Del mismo modo puede encontrarse rodingitas formadas por el metamorfismo de rocas máficas dentro de las rocas ultra básicas en un medio de corteza oceánica.

También se incluyen en estas secuencias del sustrato plegado, los llamados terrenos sudoccidentales, caracterizados por su aloctonía, y cierto grado de metamorfismo, entre los cuales en dicha región se localiza el terreno Escambray, compuesto en su base por rocas metasiliciclásticas sobre las que yacen mármoles y filitas, con horizontes intercalados de rocas verdes (metavolcanitas) que se presentan generalmente en un ambiente de alta presión conformando la parte de las cúpulas de este macizo metamórfico. En este ambiente geológico se

presenta la localidad Las Damas compuesta por jadeitita en metavulcanitas básicas y rocas serpentinizadas.

En las unidades de naturaleza oceánica se agrupan los terrenos Placetas, las Ofiolitas septentrionales y las secuencias del arco volcánicos cretácico. No obstante, las rocas depositadas en los terrenos Placetas, otros autores las consideran formando parte de las facies más profundas del margen continental de la plataforma de Bahamas y las rocas de arco volcánico tampoco tenían un carácter oceánico. Las ofiolitas septentrionales afloran en la mitad norte de Cuba central en forma de mantos tabulares intensamente deformados y mezclados sus diferentes componentes, que durante su emplazamiento se combinaron con escamas tectónicas del arco volcánico y se muestran imbricados en potentes malanges. Su emplazamiento es alóctono sobre las secuencias sedimentarias del margen continental y a su vez están sobrecorridas por las vulcanitas del arco volcánico cretácico. En las ofiolitas se presenta la localidad Sabana de San Felipe Sur compuesta por jadeitita (Orestes y otros, 2010; Vázquez y otros, 2013).

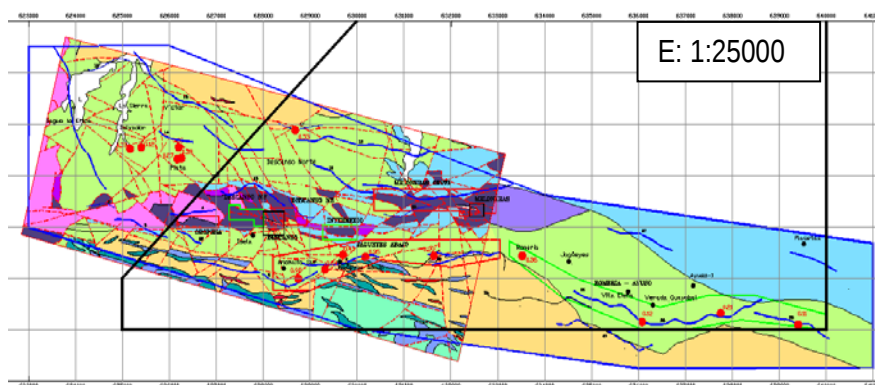


Figura 2.2. Mapa geológico de la región central de Cuba (Fuente: Orestes y otros, 2010)

➤ Geología del yacimiento, Descanso

El depósito de Descanso se localiza dentro de las rocas del Complejo Ofiolítico septentrional, las que están emplazadas de forma alóctona sobre las secuencias sedimentarias del margen

continental y a su vez están sobrecorridas por las vulcanitas del arco insular del Cretácico en su sección de Cuba Central. El depósito se encuentra dentro de una faja de serpentinitas y rocas ultramáficas serpentinizadas (más de 90% del área) que representan una brecha tectónica gigante compuesta por fragmentos y bloques de rocas del complejo ofiolítico y otras rocas incluidas en una masa plástica intensamente esquistosa, formando el típico melange serpentinitico. El resto del área lo ocupan cuñas o macrobudinas de serpentinitas macroscópicamente masivas y cuerpos o bloques de ultramafitas con menor grado de serpentización (fundamentalmente peridotitas), de gabros, diabasas, pórfidos dacíticos, entre otros. Dentro de las serpentinitas esquistosas, las más abundantes son las mayoritariamente compuestas por serpentinita lizardítica de primera y segunda generación. Es también la variedad más abundante en las budinas. En mucha menor proporción se presentan variedades de serpentinita antigorítica.

La roca encajante de la zona mineral en el yacimiento Descanso se encuentra dentro de una cuña o gran escama tectónica que se extiende con dirección aproximada Este-Oeste con una longitud de 325 m y un ancho que varía entre 10 y 90 m, compuesta por serpentinitas masivas fracturadas y en ocasiones fuertemente tectonizadas. La cuña se ensancha hacia el este a modo de abanico y en la superficie está dividida por una cuña de serpentinita esquistosa, aunque en la profundidad esta desaparece y el cuerpo encajante se presenta como uno solo. Las rocas serpentinitas masivas que componen el cuerpo encajante se caracterizan por la abundancia de pequeños cuerpos, vetas y vetillas de gabbro leucocrático, cuyas dimensiones oscilan entre los primeros metros hasta decenas de metros (Orestes y otros, 2010).

➤ **Tectónica del yacimiento, Descanso**

La zona mineral está vinculada a una zona tectónica conservada dentro de la cuña de serpentinita masiva, con dirección actual latitudinal (es decir, la dirección de las estructuras geológicas

principales de la región), lo cual le da microscópicamente características de brecha tectónica con zonas de milonización. En esta zona tectonizada se desarrolló la formación de serpentinita antigorítica (con aparición de un medio reductor) y posteriormente de corrientes hidrotermales sulfuro-carbonato-carbónicas mineralizantes. La zona mineral está afectada por varios sistemas de fallas y fracturas transversales con poco desarrollo por su longitud, las que no provocan desplazamiento por más de 0,2 m. Al parecer son sistemas de fallas transcurrentes. De dichas fallas el sistema más antiguo tiene un azimuth de buzamiento $250 - 285^\circ$ con ángulo de 65° a 90° . A continuación, se muestra el sistema de pequeñas fallas y fisuras que desplazan la zona mineral, con azimuth de buzamiento $195 - 215^\circ$ y ángulos de unos $70 - 80^\circ$. El sistema más joven parece ser el que tiene un azimuth de buzamiento de $310 - 330^\circ$, el cual tiene una componente rotatoria, lo que afectó el buzamiento general de la zona mineral, que es al Sur hacia la parte Oeste, mientras que hacia el Este se presenta al Norte (Orestes y otros, 2010).

II.4. Hidrogeología del yacimiento, Descanso

En la zona de la mina Descanso y sus alrededores se localiza el complejo aurífero de K2 constituidas por las rocas del complejo ofiolítico. El caudal en este complejo es débil (0,3 l/s) hasta la profundidad de 57 m, se encuentra oscilando en el rango de 0,03 a 1,0 l/s. Desde el punto de vista químico, las aguas son hidrocarbonatadas magnésicas (con presencia además de los cationes calcio y sodio), con una mineralización que oscila desde 0,1 a 0,3 g/l y del tipo básico (pH 8,2 a 8,5). Las aguas en este complejo son del tipo fisura y fisuro-filoneano. Los niveles freáticos en el entorno de mina Descanso oscilan desde 2,40 a 12,30 m, entre el período seco y lluvioso, produciéndose la afluencia de las aguas preferentemente de Sur a Norte (Orestes y otros, 2010).

II.5. Diseño experimental

En este epígrafe se establece el diseño de experimento para la valoración del agrietamiento del macizo rocoso y para la evaluación de los modelos de las minas Descanso y Meloneras.

➤ Diseño de los experimentos para la valoración del agrietamiento

Para valorar el agrietamiento en la mina Descanso, se seleccionaron los niveles III, IV, el subnivel IV y la superficie de mina (ver figura 1 del anexo II). Se escogió el socavón como el área para la evaluación de la mina Meloneras. Se subdividió cada nivel en zonas A, B y C de longitud 6 m y el área del socavón en zonas A hasta E, cada una de 8 m. Se identificaron los tipos de litología (serpentinita masiva y gabro) y las familias de grietas presentes en cada zona, se midió las orientaciones de las familias de grietas y las distancias entre grietas en cada tramo. Se empleó el programa DipV5, 2005 para determinar las orientaciones promedios de los planos principales del agrietamiento. Se determinó el número volumétrico de grietas y se calculó el volumen de bloques y se estimó la forma de éstos con el método de Palmström (1982).

Se emplearon los criterios propuestos por Hoek y otros autores (1995) así como los de Ulusay y Sonmez (1999, 2002) para valorar la estructura de la superficie de excavación, con la rugosidad, grado de meteorización y relleno. También se valoraron las condiciones de la estructura y se determinó el valor del índice de resistencia geológica (GSI) que permitió evaluar la calidad del macizo rocoso de manera cuantitativa.

➤ Diseño de los experimentos para la evaluación de los modelos

Por el principio de bloques aleatorios (Spiegel, 1975) se seleccionó el nivel IV de la mina Descanso con tres zonas A, B y C (figura 2.3) representativas de diferentes estructuras presentes en la mina y se eligió un tramo para el análisis del socavón de la mina Meloneras. En las zonas A y C se

identificaron dos tipos de litologías: serpentinita masiva y gabro, y en B uno solo: serpentinita masiva. Para cada una se consideraron los siguientes parámetros de los que depende la función de respuesta: la resistencia a compresión uniaxial y a tracción, el peso volumétrico y el módulo de Young del primer grado.

Se asumió que el macizo rocoso es isótropo, homogéneo, continuo y que está en estado seco. Fundamentado sobre el principio de pequeñas muestras de *t-Student*, se tomaron muestras de sondeo de la mina Descanso para los ensayos. Para la roca de serpentinita masiva, seis muestras de la resistencia a compresión uniaxial, nueve de la resistencia a tracción, 18 para el peso volumétrico, diez para la humedad y seis para el módulo de elasticidad y para el gabro, cuatro para la resistencia a compresión uniaxial, tres para la resistencia a tracción, 11 para el peso volumétrico, diez para la humedad y cinco para el módulo de elasticidad. De la mina Meloneras, se tomó para serpentinita masiva, 17 para estimar la resistencia a compresión uniaxial, diez para la resistencia a tracción, 16 para el peso volumétrico y ocho para la humedad y de gabro, nueve para la resistencia a compresión uniaxial, diez para la resistencia a tracción, 30 para el peso volumétrico y 24 para la humedad. Los ensayos fueron realizados en los laboratorios de la empresa de Geominera del Centro, en Santa Clara y las empresas de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos de Holguín y Santa Clara, Cuba.

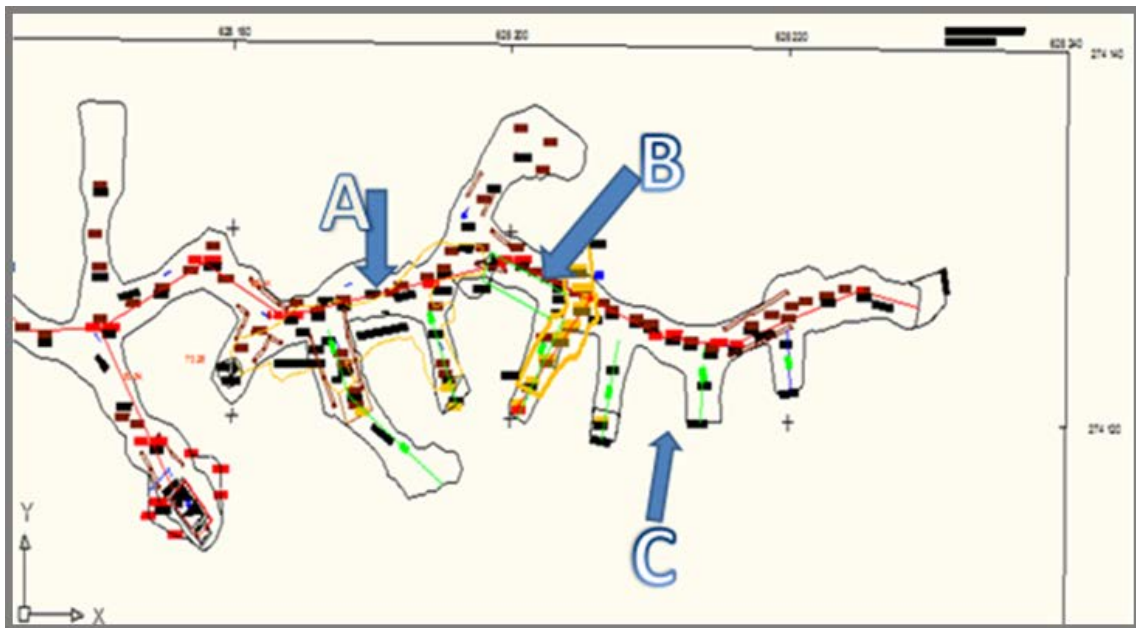


Figura 2.3. Ubicación de las zonas de estudio, el nivel IV de la mina, Descanso

➤ La matriz de planificación de los experimentos

Para el cumplimiento de los tres principios fundamentales del diseño de la experimentación (repetición, aleatoriedad y control local) (Blaisdell, 1993; Skobelina y otros, 2005.) se replicó al menos una vez los experimentos con el objetivo de realizar una correcta evaluación de la varianza. Para lograr muestreos aleatorios los mismos se realizaron en las zonas A, B y C. La valoración de la información planteada por los autores permitió seleccionar el método más adecuado de diseño, dentro del propio método estadístico que consistió en la experimentación factorial. Se planificaron y diseñaron muestras para los siguientes parámetros de entrada: la resistencia a compresión uniaxial, a tracción, peso volumétrico y módulo de Young, por la siguiente metodología:

El experimento se planificó para validar la tensión y desplazamiento en cualquier punto de los modelos y que la función de respuesta es la tensión máxima y el desplazamiento máximo. Los dos factores de los que depende la función de respuesta son:

X_1 - la resistencia a compresión uniaxial; X_2 – peso volumétrico; X_3 – módulo de Young.

Se estableció la zona de definición de los factores (X_1, X_2, X_3) que tiene, cada uno, dos niveles de variación: X^i y X^s .

Nivel principal: se estableció a partir de los valores de laboratorio.

El intervalo de variación de este factor es

$$\Delta X_1 = \frac{\text{valor final} - \text{valor inicial}}{2} \quad (2.1)$$

$$\text{Nivel Superior: } X_1^s = X_1^0 + \Delta X_1 \quad (2.2)$$

$$\text{Nivel Inferior: } X_1^i = X_1^0 - \Delta X_1 \quad (2.3)$$

Para los factores X_2 y X_3 se procedió de la misma manera para determinar los niveles de variación: X^i y X^s .

La cantidad de ensayos o pruebas se determinó por la expresión (Porotov, 2006; Sargenton, 2008):

$$N = nP^k \quad (2.4)$$

Donde: N- cantidad de ensayos o pruebas

n – cantidad de réplicas

P – cantidad de niveles de variación

K – cantidad de factores

➤ **Análisis estadísticas de los resultados**

El análisis estadístico de los resultados fue realizado basado en la distribución de *t-Student* a la probabilidad de 0,95 (Freund y Simona, 1992; Vilar, 2006; Rodríguez, 2007). Los parámetros principales usados para la determinación de valores críticos con una confiabilidad de 5 % son:

- Estadígrafo de *t- Student*

$$t = \frac{\bar{x} - \mu}{s / \sqrt{n}} \quad (2.5)$$

- La probabilidad (P)

$$P\left(t \geq \frac{\bar{x}-\mu}{s/\sqrt{n}}\right) = 0,95 \quad (2.6)$$

- Grado de libertad (v) = n-1
- La desviación muestral

$$S = \sqrt{\frac{\sum(x_n - \mu)^2}{n-1}} \quad (2.7)$$

- Coeficiente de variación

$$V = \frac{S}{\mu} \cdot 100 \quad \% \quad (2.8)$$

- La confiabilidad = $(1 - \alpha)100 \%$

$$(1 - \alpha) = 1 - 2P(t \geq \alpha/2) \quad (2.9)$$

Donde μ - media poblacional desconocida, $\bar{x}$ - valor medio de muestras.

S – desviación estándar de las muestras, n – número de muestras

x_n – valor de la muestra, n : α - probabilidad correspondiente a un valor de t , que se obtiene de la tabla estadística.

➤ **Formulación de la hipótesis estadística**

Para evaluar la idoneidad de los modelos para la predicción de las tensiones, desplazamientos, deformaciones y el nivel de daños en el macizo rocoso que rodea la excavación y su dependencia en los datos de entrada, fue necesario valorar los mismos estadísticamente para obtener resultados confiables. Sobre la base de los planteamientos anteriores se establecen las hipótesis siguientes:

$$H_0: |t_{obs}| > t_{(1-\alpha)/2; n-1} ; \text{ para } n-1 \text{ grados de libertad}$$

$$H_1: |t_{obs}| \leq t_{(1-\alpha)/2; n-1} ; \text{ para } n-1 \text{ grados de libertad}$$

En los cuales:

H_0 – hipótesis nula

H_1 – hipótesis alterna

t_{obs} - estadístico observado

La toma de decisiones se realizó teniendo en cuenta que si bajo la hipótesis estadística asumida se cumple la desigualdad $t_{obs} > t_{0,05}$, entonces se rechaza H_0 y se concluye que la diferencia entre las varianzas es significativa. El valor $t_{0,05}$ se selecciona para un nivel de significación $\alpha_t = 0,05$ y $n-1$ grados de libertad.

Así, se valoraron estadísticamente los parámetros de entrada de los modelos constitutivos y de las características estructurales del macizo rocoso a un nivel de confianza igual o superior a 95% y los valores estadísticos se muestran en las tablas de resultados de esta investigación.

II.6. Evaluación del agrietamiento, Descanso

La sociedad internacional de mecánica de roca (ISRM, 1978) ha definido parámetros que describen las características de las grietas, también se han desarrollado algunos algoritmos estadísticos para el análisis de las orientaciones de las discontinuidades (Harrison, 1992; Kulatilake, 1993). Para medir la intensidad del agrietamiento se emplean diferentes métodos, como promedio de distancia entre grietas en una longitud determinada, número de grietas por unidad de longitud (Priest, 1993; Zhang, 2005), el empleo de RQD (Deere, 1964; Palmström, 1995) y por número volumétrico (Palmström, 2002). Atendiendo a este fundamento científico, se realizó el estudio de las discontinuidades del macizo rocoso de la mina para determinar los planos principales de rotura y cuantificar su calidad.

Mediante la observación *in-situ* en la mina (figuras 1 de anexo II) según el diseño de experimento planteado anteriormente, se observaron tres sistemas de familia de grietas y se realizaron las mediciones del Azimut y ángulo del buzamiento de cada una según su familia y también se midió la

distancia entre las grietas según la orientación de cada familia y se calculó a partir de las mediciones realizadas el espaciamiento promedio entre las grietas. Los valores promedios del espaciamiento están mostrados en las tablas de 1 a la 6 del anexo II. La galería tiene azimut de salida generalmente paralelo a la orientación del sistema crítico de las juntas mientras que los cruceros están ubicados en la dirección perpendicular a la galería y por ende, al sistema crítico de las grietas. Se observaron las grietas continuas lisas en ocasiones con espejos de fallas y en otras, rugosas. De igual forma, se observaron las grietas con paredes alteradas con películas deslizantes y finas producto de la alteración de la serpentinita, que se desintegran fácilmente. El flujo de agua es inferior a cinco litros por minutos. Se observó un goteo ligero y humedad en las paredes.

Con los valores de las orientaciones de las grietas, se proyectaron los polos sobre el plano horizontal del diagrama estereográfico de Schmidt. Se muestra la proyección del área igual de las concentraciones de polos en el sitio de investigación (figura 4 del anexo II). Luego se muestran el diagrama de contorno y los círculos máximos del conjunto de la familia de grietas del área de estudio en la figura 2.4, ahí se observan los planos promedios de las mismas y los planos de fallas que significan zonas de tensiones y de posible inseguridad, los cuales son importantes consideraciones a la hora de ubicar las excavaciones o de realizar el diseño de voladura. El diagrama de Rosette (figura 2.5) muestra las orientaciones y la densidad de los planos de intersección con la superficie horizontal del círculo. Generalmente, se observa que el rumbo de las discontinuidades es de Norte al sur.

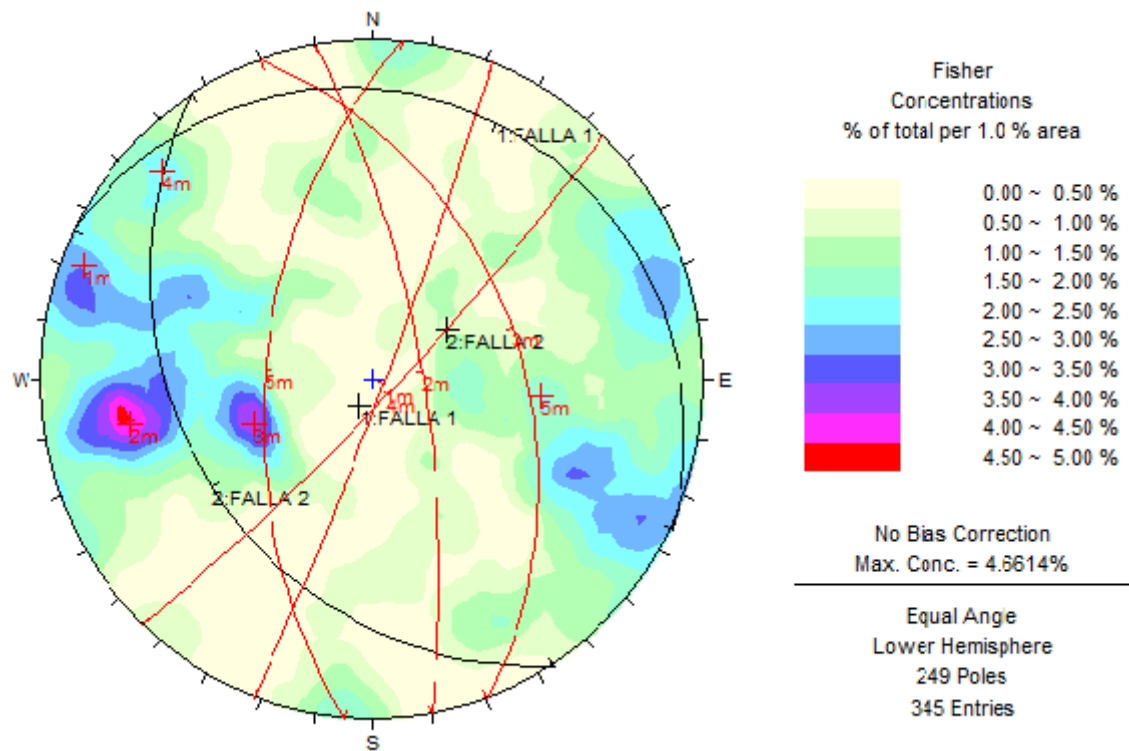


Figura 2.4. Diagrama de círculo máximo, mina Descanso

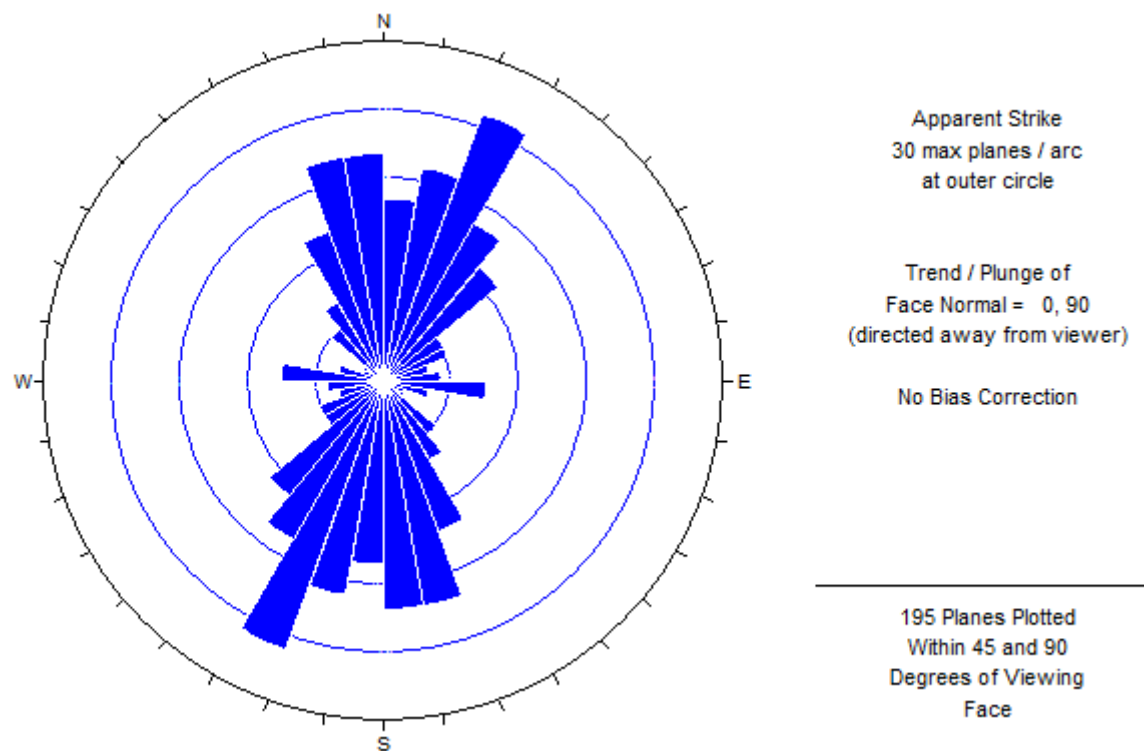


Figura 2.5. Diagrama de Rosette, mina Descanso

II.7. Evaluación de la bloquicidad en la mina Descanso

La presencia de los defectos estructurales como las grietas, las fallas y los planos de estratificación en el macizo son los que influyen en la valoración del tamaño, forma y disposición espacial de los bloques, a la vez en el comportamiento del macizo. (Palmström, 1995; Noa, 2003; Hoek, 2007). Existen varios métodos para la valoración de la bloquicidad del macizo rocoso, como por ejemplo: el método basado en la densidad de grietas, distancias entre grietas y el cálculo probabilístico del volumen de bloques. De ellos se empleó para este estudio el método de Palmström (Palmström, 1982, 1998; Cartaya, 2001), de modo que se calculó el volumen del bloque (V_b) por la ecuación 2.10,

$$V_b = \beta J_v^{-3} \left(\frac{1}{\sin \gamma_1 \cdot \sin \gamma_2 \cdot \sin \gamma_3} \right) \quad (2.10)$$

De manera que, $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ - ángulos entre las familias de grietas (grados) y para este estudio son aproximadamente 90°

$$\beta = \frac{(\alpha_2 + (\alpha_2 * \alpha_3) + \alpha_3)^3}{(\alpha_2 * \alpha_3)^3} \quad (2.11)$$

$$\alpha_2 = \frac{d_2}{d_1} \quad \text{y} \quad \alpha_3 = \frac{d_3}{d_1}$$

$$J_v = \frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_2} + \frac{1}{d_3} + \dots + \frac{N_r}{d_r} \quad (2.12)$$

d_1, d_2, d_3 - espaciamiento medio entre grietas de cada familia. 1, 2, y 3 (m).

J_v -número volumétrico de grietas (m^{-3}) y se calcula por la expresión 2.12

N_r - números de grietas aleatorias.

d_r - promedio del espaciamiento entre grietas aleatorias, se asume $S_r = 5$ (Zhang, 2005)

En dependencia del rango del valor del volumen del bloque, Palmström define siete categorías de tamaño del bloque, que varían desde bloque extremadamente pequeño hasta bloque extremadamente grande, como se muestra en la tabla 1 del anexo III (Palmström, 1982). Se calculó

el volumen de bloque con el uso del programa Excel 2007 y se obtuvieron los resultados para distintas estructuras geológicas de la Mina Descanso que se muestran en la tabla 2.2.

Tabla 2.2. Volumen de bloque, mina Descanso

Obras	Tipo de roca	Distancia promedio entre grietas(m)	RQD	J_v	Volumen de bloque, V_b , (m ³)	Interpretación de tamaño	Forma de los bloques
Galería	Serpentina masiva	0,24	73,83	13,51	0,01104	Medio	Bloques alargados y planos
	Gabro	0,21	81,01	11,31	0,00660	Pequeño	Bloques cúbicos
Crucero	Serpentina masiva	0,26	22,92	11,69	0,02148	Medio	Bloques alargados y tabulares
	Gabro	0,33	35,07	9,64	0,01240	Medio	Bloques cúbicos

También se determinó la forma de los bloques en cada litología mediante la figura 3 del anexo II a partir de la distancia entre las grietas. Se tomó el espacio entre las grietas más pequeño (S_1), el espacio más grande (S_3) y se determinó el espacio medio (S_2). Se calculó el valor de α_2 y α_3 con que se establecieron las formas de los bloques. Según este estudio el rango del tamaño de bloques va de pequeño al medio y se encuentran en el macizo rocoso la forma de bloques alargados y tabulares, de bloques alargados y planos y de bloques cúbicos. (Tabla 2.2).

II.8. Determinación de las Propiedades físico-mecánicas de las rocas en la mina Descanso

Se determinaron las principales propiedades físicas de las rocas (ver tablas 2.3 y 2.4) que fueron necesarias para llevar a cabo este estudio en los laboratorios de las empresas Geominera del

Centro, en Santa Clara, Recursos Hidráulicos de Holguín y Santa Clara. Algunas propiedades fueron determinadas por el método gráfico basadas en los resultados obtenidos del laboratorio y se empleó la distribución de *t-Student* para el análisis estadístico de los resultados.

Las propiedades físicas determinadas son:

- **Peso específico (γ_e):** Para su determinación se utilizan, en todos los casos, el método Picnométrico.

$$\gamma_e = \frac{G}{V_a} , \quad g/cm^3 \quad (2.13)$$

Donde, G – peso de la muestra,

V_a – volumen que ocupan las partes sólidas de la muestra

- **Peso volumétrico (γ_v):** El ensayo se realiza siempre por el método de la Pesada Hidrostática. Se empleó la siguiente ecuación para su determinación:

$$\gamma_v = \frac{m}{v} ; \quad g/cm^3 \quad (2.14)$$

m - masa de la muestra.

v - volumen de la muestra ensayada

- **Humedad (ω):** Se determina por la diferencia de pesos entre la muestra en condiciones naturales y la muestra seca. Matemáticamente se determina por la ecuación siguiente:

$$\omega = \frac{g_1 - g_2}{g_2} * 100\% \quad (2.15)$$

Donde: g_1 -peso de la muestra cuando está mojada, (g).

g_2 - peso de la muestra cuando está seca, (g).

Las propiedades mecánicas de las rocas se determinaron por los siguientes métodos:

- **Resistencia a la compresión (σ_c):** Generalmente, se determina para un estado uniaxial, o sea, sometiendo las muestras de rocas a cargas uniaxiales, se emplean muestras regulares de

diámetro 54 mm (NX) con la relación de la longitud dividida por el diámetro igual a 2:1 (Tavakoli, 1994), en el caso en que es necesario usar las muestras de menor diámetro de 37 mm se emplea la siguiente expresión para normalizar la discrepancia:

$$\sigma_{cD} = \frac{\sigma_{cd}}{D/d^{0.18}} \quad (2.16)$$

Donde σ_{cD} – resistencia a la compresión de diámetro mayor (D)

σ_{cd} - resistencia a la compresión de diámetro menor (d)

Se calcula el índice, σ_c empleando la expresión:

$$\sigma_c = \frac{P_{m\acute{a}x}}{A_o}, \text{ MPa} \quad (2.17)$$

Para la que: $P_{m\acute{a}x}$ - la carga de ruptura y A_o - área transversal de la muestra.

Módulo de Young (E) y Coeficiente de Poisson (μ): Durante el ensayo uniaxial con la máquina de prueba, servo-controlado, se ubica la muestra de longitud (L) y diámetro(D) preparada según la norma de ISRM (1981) (tabla 1 del anexo I) en el centro de dos platos de acero que tiene el mismo diámetro y se aplica la carga de compresión uniaxial de manera continua y constante hasta la rotura de la muestra, se mide la carga total en el punto de rotura, se miden las deformación axial (ϵ_a) y lateral (ϵ_l) se determina la tensión uniaxial y finalmente se determinan el módulo de elasticidad (E) y coeficiente de Poisson (μ) utilizando las ecuaciones 2.18 y 2.19:

$$E = \frac{\sigma_a}{\epsilon_a}, \text{ MPa} \quad (2.18)$$

$$\mu = \frac{\epsilon_l}{\epsilon_a} \quad (2.19)$$

Con: σ_a – tensión axial

ϵ_a – deformación axial, y ϵ_l – deformación lateral

También se determina el módulo de Young (Zhang y Einstein, 2004; Gardner, 1987; AASHTO, 1989; Zhang, 2005; ISRM, 1978) por las siguientes expresiones empíricas:

$$\frac{E_m}{E_i} = 10^{0,0186 \cdot RQD - 1,91} \quad (2.20)$$

$$E_m = \alpha_E * E_i \quad (2.21)$$

Donde α_E = factor de reducción

$$\alpha_E = 0,0231(RQD) - 1,32 \geq 0,15 \quad (2.22)$$

$$RQD = 115 - 3,3J_v \quad (2.23)$$

Siendo, E_m – módulo de deformación del macizo rocoso y se obtiene del Programa Roclab.

- **Resistencia a la tracción (R_t):** Este índice se determina con el empleo del método Brasileño, que consiste en ensayar una muestra de forma cilíndrica que ha sido acostada entre los planos de una prensa para someterla a carga. Se calcula el límite de resistencia por la siguiente expresión:

$$R_t = \frac{2P}{\pi dl} = 0,637 \frac{P}{dl} , \quad \text{kgf/cm}^2 \quad (2.24)$$

P – esfuerzo de rotura de la muestra, kgf, $\pi = 3,142$

d – diámetro de la muestra (cm) y l , longitud de la muestra (cm)

Tabla 2.3. Propiedades físico-mecánicas de serpentinita masiva, mina Descanso

Serpentinita masiva	Res. A Comp. R _c , (MPa)		Res. a trac., R _t (MPa)		Peso vol. Y _e (g/cm ³) ...	ω (%)	Mod. de elast. (E), MPa
	Seco	Sat.	Seco	Sat.			
Val. Prom. ($\bar{x}_{ta}$)	38,66	34,30	5,57	4,05	2,80	0,45	1408,29
Valor Mín	20,41	16,09	3,53	2,26	2,60	0,20	750,0
Valor máx.	40,81	46,4	6,09	5	2,93	0,50	1527,0
Desv. estándar. (S)	8,06	10,26	0,94	0,76	0,10	0,10	318,88
Coef de var.(V)	0,38	0,41	0,23	0,41	0,04	0,86	0,28
Grado de libertad(n-1)	5	11	8	9	18	9	5

Tabla 2.4. Propiedades físico-mecánicas de gabro, mina Descanso

Gabro	Res. a comp R _c (MPa)		Resist a trac., R _t (MPa)		Peso vol. Y _e (g/cm ³)	ω (%)	Mod. de elast. (E), MPa
	Seco	Sat.	Seco	Sat.			
Val. prom. ($\bar{x}_{ta}$)	89,14	66,36	19,66	11,19	3,00	0,35	2014,84
Valor mín.	36,09	20,99	7,65	5,2	2,84	0,2	1417,2
Valor máx.	99,08	81,82	19,91	13,24	3,05	0,4	2373,7
Desv. estándar. (S)	26,47	26,61	5,31	3,21	0,07	0,09	388,85
Coef. de var. (V)	0,41	0,63	0,38	0,39	0,03	0,45	0,31
Grado de libertad(n-1)	4	4	3	4	10	9	5

II.9. Criterios para el análisis de los esfuerzos que se producen en el macizo rocoso

Una excavación en el macizo rocoso altera el campo natural de tensiones e induce uno nuevo, que puede sobrepasar su capacidad portante y hacerlo colapsar o trabajar con una carga superior a la natural, las propiedades del mismo se afectan por estas condiciones (Martínez, 2011). Protodiakonov (1933) estableció el concepto de fortaleza de la roca fundamentado en la teoría de Mohr (1900); la rotura del material bajo la combinación de la resistencia límite y la tensión cortante límite (τ , σ) para pronosticar la capacidad portante del macizo rocoso. La utilización del límite máximo de resistencia a compresión con el empleo de la propiedad de las rocas intactas ensayadas en el laboratorio para pronosticar carga de rotura del macizo, constituye la limitación de este criterio.

Deere (1964) definió el término *RockQuality Designation* (RQD) el cual describe la calidad de la roca en el macizo que se perfora y para pronosticar la calidad del mismo, pero no consideró las propiedades mecánicas del mismo. El criterio de Boluchof (1982) consideró las estructuras en bloques, esquistosa y monolítica, valoró los parámetros que se identifican con el coeficiente de debilitamiento estructural, los de diseño de la excavación, de la anisotropía por la dirección del agrietamiento, los de las propiedades mecánicas que describen los comportamientos elástico y plástico de los macizos. Este criterio no dispone de programa del método numérico que emplea sus parámetros para la modelación de los macizos rocosos.

El criterio de Bieniawski (1989) se fundamentó en los parámetros de la resistencia de la roca intacta, los de RQD de Deere (1989), grietas y condiciones de éstas que son elementos que sirven para aminorar el valor obtenido del ensayo, mediante los defectos que tiene el macizo, también, la presión de agua que introducen los criterios hidrogeológicos y el ángulo que valora la anisotropía del

medio durante la ejecución de la obra fueron considerados. Además, Yudhbir-Bieniawski (Bieniawski, 2011) hicieron modificación al criterio de rotura del macizo rocoso de Hoek-Brown (Hoek y otros, 2002), pero no se ha desarrollado el software numérico que considera los parámetros de este criterio para modelar el mismo.

Para valorar el macizo rocoso que rodea el túnel, Barton y otros (1974) desarrollaron el sistema Q que consideró los siguientes parámetros: agrietamiento, rugosidad, alteración de la grieta, aguas subterráneas y SRF (*strength reduction factor*) que es un factor de minoración. Barton y Bandis (1990) establecieron un modelo que permite determinar la tensión cortante de una discontinuidad que está bajo la acción de la tensión normal, y se fundamenta en los parámetros del coeficiente de rugosidad, la resistencia a compresión de la pared de grietas y ángulo de fricción residual de las grietas. Por otro lado Barton (2002) (Barton, 1977; Barton y Choubey, 1977) desarrolló una correlación empírica para la estimación de la resistencia a compresión no confinada del macizo rocoso, pero no existe software numérico que utiliza sus parámetros para la modelación numérica de macizos rocoso, ni existe para la aplicación del criterio de Palmström (1995).

El criterio de Von Mises (Shen y Kushwaha, 1998) no tiene en cuenta la influencia de fricción y fue desarrollado inicialmente para el análisis de metales, planteó que la deformación plástica ocurre debido a la igualdad de la energía de deformación máxima a un valor crítico, k , que depende de las propiedades de material. Este criterio considera la tensión principal intermedia en su análisis y fácil su manejo matemático, pero no es muy aplicado para valorar el macizo rocoso aunque en otra rama de la ciencia y la tecnología, si se emplea y existe un programa de método numérico que lo aplica. Para una conveniencia matemática en la aplicación del criterio de Mohr, Drucker y Prager (1952) hicieron modificaciones a éste que aportan un mejor resultado para el análisis del comportamiento elástico o plástico de materiales.

A principios de siglo Martínez (2000, 2011) desarrolló una metodología de pronóstico fundamentado sobre la teoría de Mohr que ha dado buen resultado para valorar el comportamiento del macizo rocoso pero no existe software que permite la valoración por el método numérico.

En esta investigación se utilizó el criterio de Mohr y Coulomb (1900, 1776) por ser el más empleado que permite evaluar la capacidad portante de toda clase de los macizos rocosos, además, la mayoría de los software lo usa, aunque tiene limitaciones de que solo da mejor resultado en el macizo confinado y presenta error alto a la hora de estimar la zona plástica que manifiesta carácter no lineal. Además, se aplicó el criterio de Hoek y otros (2002) generalizado por los resultados que se han obtenido mundialmente durante su aplicación práctica, se emplea principalmente para evaluar los macizos del comportamiento elasto-plástico o plástico y también, el software de método numérico está disponible para la modelación del macizo rocoso que rodea la excavación subterránea.

II.9.1 Análisis de los esfuerzos por el criterio de Mohr-Coulomb

Los parámetros que definen esta teoría son las tensiones límites correspondientes al estado tensional así como el ángulo límite (β°). Este ángulo es menor que $\alpha = (45 + \phi/2)$ el cual define teóricamente la posición de la superficie de ruptura, para el caso uniaxial y a medida que aumenta el estado tensional por la presencia de la tensión horizontal, β° se disminuye. Se debe notar que la magnitud del estado tensional condiciona la deformación y ruptura del material (Martínez, 2011). Con este criterio de ruptura se estima la cohesión y el coeficiente de fricción como parámetros de roca intacta:

$$T_f = C_i + \sigma_n \tan \phi_i \quad (2.25)$$

Donde, T_f - esfuerzo cortante,

c_i y ϕ_i - respectivamente la cohesión y ángulo de fricción interna

σ_n - esfuerzo normal en el plano de deslizamiento

$\tan\phi_i$ - el coeficiente de fricción interna

En las figuras 2.6 y 2.7 se muestran las envolventes del círculo de Mohr para la serpentinita masiva y el gabbro en estado seco. Las coordenadas σ - τ debajo de la envolvente representan las condiciones estables, las que están ubicadas sobre ella representan el estado límite y las que están por encima de la envolvente representan la condición que no se puede obtener bajo carga estática (Hudson y Harrison, 2000; Hoek, 2007). El plano de ruptura está orientado al ángulo B (ecuación 2.26):

$$B = 45^\circ + \left(\frac{\phi}{2}\right) \quad (2.26)$$

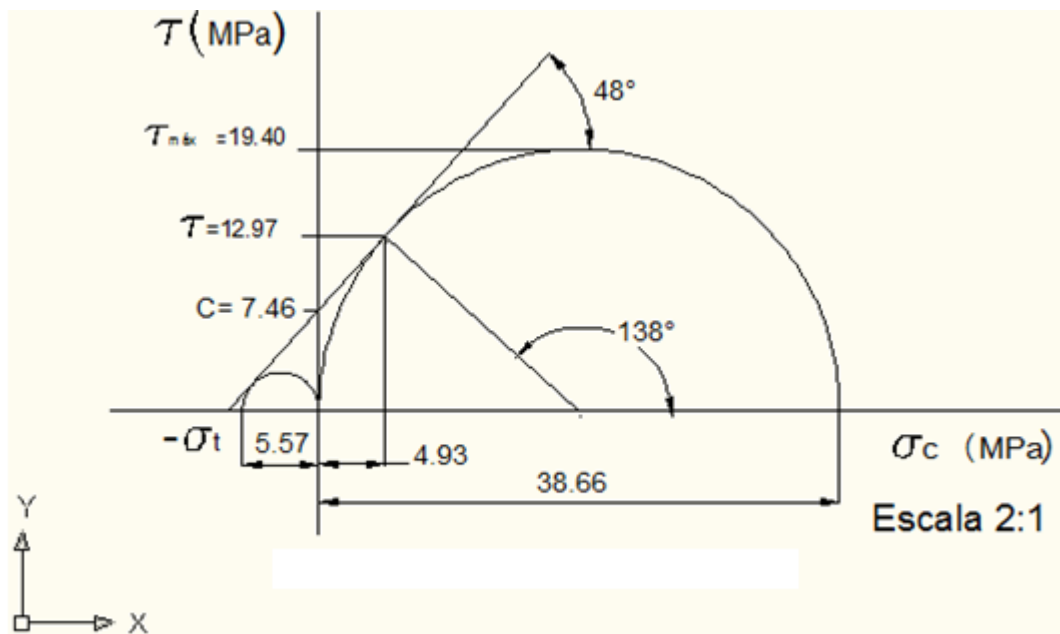


Figura 2.6. Diagrama del círculo de Mohr para Serpentinita masiva seca, de la mina Descanso

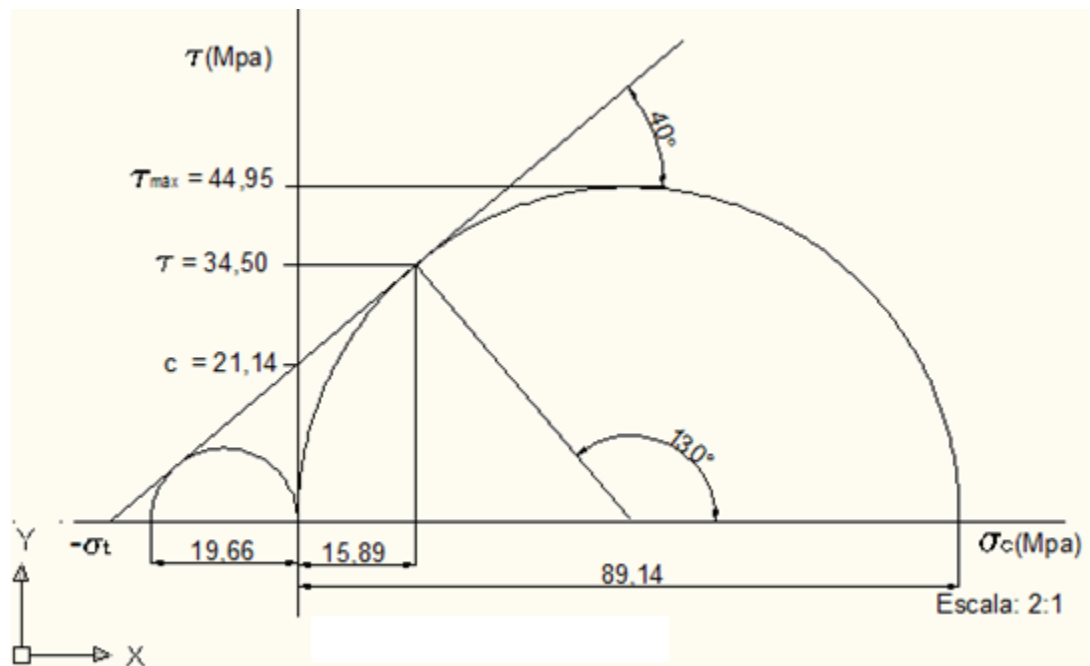


Figura 2.7. Diagrama del círculo de Mohr para Gabro seco, de la mina Descanso

II.9.2 Análisis de los esfuerzos por el criterio de Hoek-Brown generalizado

Este criterio empírico fue obtenido de la curva de mejor ajuste de los datos experimentales de ruptura dibujada en el plano σ_1 - σ_3 , y como una de las pocas técnicas disponibles para la evaluación del comportamiento y de la resistencia del macizo rocoso por los datos geológicos, este criterio ha sido empleado para el análisis en mecánica de rocas (Bahrani y Kaiser, 2013). Aunque se puede usar diferentes clasificaciones geomecánicas para obtener criterios de la resistencia de los macizos rocosos, se empleó la propuesta de Hoek-Brown generalizado (Hoek y Brown, 1980a; 1988; Cartaya, 2000) para estimar el estado tensional del macizo rocoso mediante la expresión (2.27):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right]^a \quad (2.27)$$

Donde:

σ_1 y σ_3 - tensiones principales efectivas.

m_b - valor reducido de constante m_i de Hoek-Brown del material de roca intacta.

σ_{ci} - resistencia a compresión lineal de la roca intacta.

s y a - constantes que dependen de las características del macizo rocoso estudiado.

Este criterio, inicialmente fue desarrollado para su aplicación en macizos fracturados sin alteración con matriz rocosa resistente, y asumió que los bloques de roca están en contacto unos con otros y que la resistencia del macizo rocoso está controlada por la resistencia de las discontinuidades (Hoek y Brown, 1980b). Por lo tanto, este criterio de ruptura es válido para los macizos isótropos y tiene en cuenta los factores que determinan la ruptura de un medio rocoso a gran escala, como son: la no linealidad de las tensiones, la influencia del tipo de roca, la relación entre la resistencia a la compresión y a la tracción y la disminución del ángulo de rozamiento con el aumento de la tensión de confinamiento.

Se estima el valor cuantitativo del Índice de la Resistencia Geológica (GSI - *Geological Strength Index*) del cuadro de Sonmez y Ulusay, (1999, 2002) (cuadro 1 del anexo III) en la cual son considerados la valoración estructural basada en la frecuencia volumétrica de la discontinuidad y la valoración de la condición superficial de la discontinuidad estimada de la rugosidad, meteorización y relleno, luego, para establecer la ecuación 2.26, se determina m_b , a y s . por medio de las ecuaciones 2.28 a 2.30 (tabla 2 del anexo III). Al determinar el índice de la resistencia geológica (GSI) propuesta por Hoek (1994) y Hoek y otros (1995), este permite evaluar la calidad del macizo rocoso en función del grado y las características de la fracturación, estructura geológica, tamaño del bloque y alteración de las discontinuidades.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (2.28)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (2.29)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (2.30)$$

D es el factor que depende del grado de perturbación debido a la voladura y el relajamiento de la tensión, toma valores entre 0 y 1. En este caso de estudio D se tomó el valor de 0,7 (cuadro 3 del anexo III); por la tabla de GSI, Hoek (2007), se estimaron los valores de m_i (para gabro, $m_i = 30$ y para serpentinita masiva, $m_i = 21$ (tabla 3 del anexo III)

La resistencia a compresión uniaxial, σ_c , y la resistencia a tracción, σ_t del macizo rocoso se determinan por las ecuaciones 2.31 y 2.32 respectivamente.

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a \quad (2.31)$$

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (2.32)$$

Los valores de m_b , s , a y las expresiones de resistencia estimada del criterio de Hoek-Brown para la estimación de la resistencia del macizo rocoso de la mina de Descanso se muestran en la tabla 2.6. (Oluwaseyi y Ajibola, 2017).

Tabla 2.5. Estimación de GSI por método de Sonmez y Ulusay (1999, 2002), mina Descanso

Obras	Parámetros	Estructura de la superficie	Condiciones de estructuras			Valor total	GSI
	Tipos de rocas		Rugosidad	Grado de meteorización	Relleno		
Galería	Serpentinita masiva	62,79	5	5	2	12	60-65
	Gabro	63,25	3	5	2	10	50-55
Crucero	Serpentinita masiva	62,37	6	5	2	13	60-65
	Gabro	65,85	5	5	2	12	60-65

Tabla 2.6. Expresiones para la estimación de la resistencia del macizo, mina Descanso

Obras	Tipo de roca	m _b	s	σ _{ci}	a	GSI	Criterio para la estimación de la resistencia.
Galería	Serpentinita masiva	2,68	4,4*10 ⁻³	38,66	0,502	62,5	$\sigma_1 = \sigma_3 + 38,66(0,07\sigma_3 + 0,004)^{0,502}$
	Gabro	2,21	1,0*10 ⁻³	89,14	0,505	52,5	$\sigma_1 = \sigma_3 + 89,14(0,03\sigma_3 + 0,001)^{0,505}$
Crucero	Serpentinita masiva	2,68	4,4*10 ⁻³	38,66	0,502	62,5	$\sigma_1 = \sigma_3 + 38,66(0,07\sigma_3 + 0,004)^{0,502}$
	Gabro	3,82	4,4*10 ⁻³	89,14	0,502	62,5	$\sigma_1 = \sigma_3 + 89,14(0,04\sigma_3 + 0,004)^{0,502}$

II.10. Análisis geológico-estructural de la mina Meloneras

La mina Meloneras, se encuentra ubicada en la región del mismo dominio geológico que la mina Descanso, (figura 2.2) y se encuentra en la estructura principal de sustrato plegado en la parte central de Cuba, de Norte a Sur, donde se hallan complejos rocosos como: rocas de naturaleza continental, de naturaleza oceánica y terrenos mezclados.

El Socavón de acceso, de acimut $270^{\circ}/17^{\circ}$, se encuentra dentro de una faja de serpentinitas y rocas ultramáficas más o menos serpentinizadas (más de 90% del área) que representan una brecha tectónica gigante compuesta por fragmentos y bloques de rocas del complejo ofiolítico y otras rocas incluidas en una masa plástica intensamente esquistosa, formando el típico melange serpentinitico (Orestes y otros, 2010). El resto del área lo ocupan cuñas o macrobudinas de serpentinitas macroscópicamente masivas y cuerpos o bloques de ultramafitas con menor grado de serpentización (fundamentalmente peridotitas), de gabros, diabasas y pórfidos dacíticos.

En la pared este del socavón estudiado se observa serpentinita esquistosa de color azulosa verdosa fina y fracturada y en la parte inferior, el contacto con las serpentinitas masivas está orientado con acimut de $264^{\circ}/60^{\circ}$. También aparece serpentinita masiva de color verde oscuro a negro fracturada con presencia de vetilla angulares, relleno de CaCO_3 y se observa una roca gábrica de color verde claro a gris de grano medio a fino de gran dureza, y en ella presentan manchas de óxido. Al oeste del Socavón aparece un espejo de falla de acimut $247^{\circ}/73^{\circ}\text{N}$, y se observa abundante espejo de fricción, y a la vez, en su pared se observa desde el piso hasta 1,20m de altura gabros de color gris verdoso de grano medio al grueso con mancha de pirolusita y serpentinita, se observa muy bien el espejo de falla con acimut de $266^{\circ}/65^{\circ}$ al Norte. El gabro se ve agrietado. Por encima de este hasta el techo aparecen serpentinita masiva muy triturada de color verde oscuro a negro de grano fino, limonitizada en las grietas que son muy irregulares, con pirolusita. La roca es magnética. Por

encima de la serpentinita triturada se observa una serpentinita masiva compacta de unos 4cm de potencia. Entre una distancia de 4,4m desde el piso a una altura de 0,80m aparece serpentinita masiva triturada de color verde oscuro a negro, fina con pirolusita, de plagioclasa blanca con un 3% de la roca muy fracturada y abundante espejo de fricción. Por encima de la serpentinita aparece un paquete de gabro desde 0,80 a 1,10m de grano medio a grueso de color verde a verde oscuro. Por encima de los 0,80cm aparece una serpentinita masiva de color verde oscuro a negro. En los 8m, el gabro contacta casi con el techo (Romero y otros, 2016).

Según el diseño de experimento, se midió 67 orientaciones de discontinuidades (tabla 8 del anexo II) en el tramo del socavón estudiado y con estos datos se confeccionaron los diagramas estereográficos mediante el programa DipV5. La figura 2.8 muestra el diagrama de Rosette, su histograma radial indica la densidad de los planos que cortan la superficie horizontal y la mayor densidad de las discontinuidades se encuentra en la dirección Norte al sur (de 004°N al 184°S) y de Noroeste al Sureste (de 330NW al 150SE). La figura 2.9 muestra promedios de los círculos máximos de las discontinuidades, las fallas y la orientación del socavón y sus intersecciones denotan la posible formación de bloques alrededor de la excavación.

En el laboratorio de la empresa Geominera del centro, en Santa Clara, se realizó el análisis de las rocas intactas según los métodos descritos en el epígrafe II.8 y el análisis estadístico de los datos por el método de *t-Student* fue realizado y se muestran sus valores promedios en las tablas 2.7, 2.8 y las tablas 6 y 7 del anexo I). Por medio del círculo de Mohr (figuras 2.10. y 2.11) se obtuvieron los valores de la cohesión (c) y ángulo de la fricción interna (ϕ_i) de la serpentinita masiva y el gabro.

Para la valoración de la bloquicidad del macizo rocoso que rodea el socavón se identificaron tres familias de grietas, para cada familia se midió la distancia entre grietas, se realizó el análisis estadístico para obtener valores promedios que permitió determinar el número volumétrico (J_v) de cada familia de grietas, así determinar el volumen de bloque en cada zona litológica (tabla 2.9) con

el uso de la tabla de Palmström (1998) (tabla 1 del anexo III) y la figura 3 del anexo II. El tamaño de bloques determinado es de grande a muy grande y de formas alargadas y tabulares (tabla 2.9). Esta observación es una de la condición que permite el uso del criterio de Hoek-Brown generalizado para modelar el material que constituye el macizo.

. Es importante señalar que para la modelación numérica no se considera la distancia entre cada familia de grietas, sino el conjunto del promedio de las distancias entre grietas en los límites del tramo de estudio (tabla 2.10).

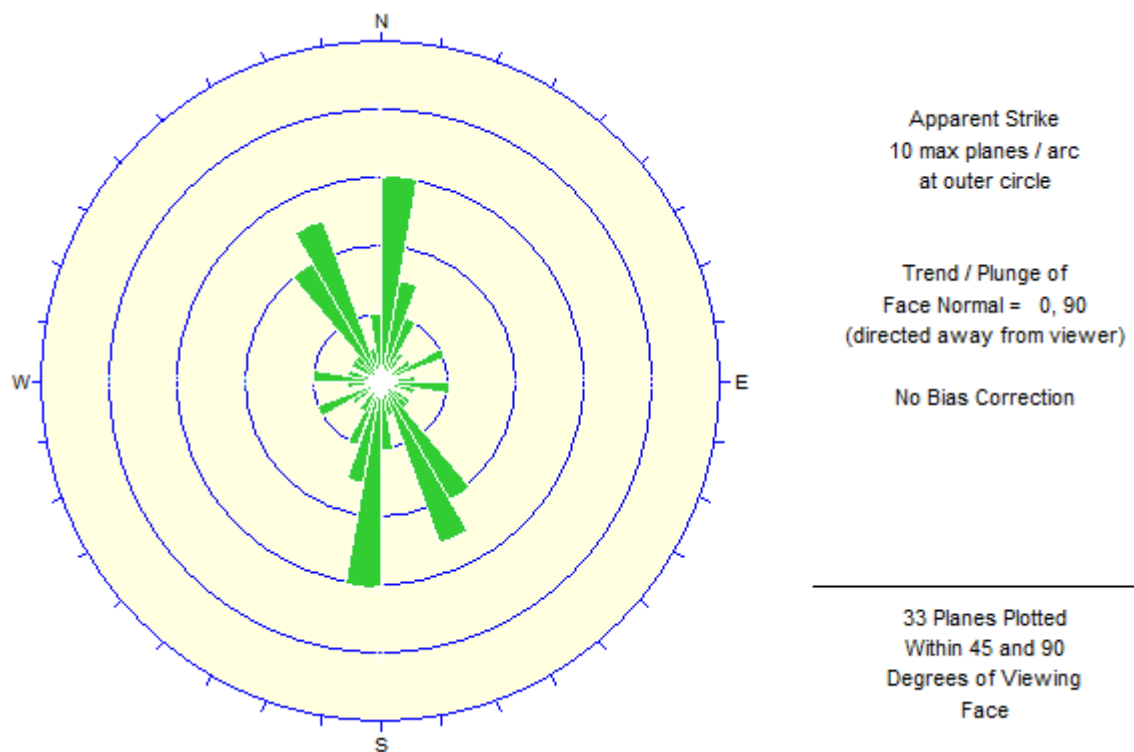


Figura 2.8. Diagrama de Rosette para la mina Meloneras

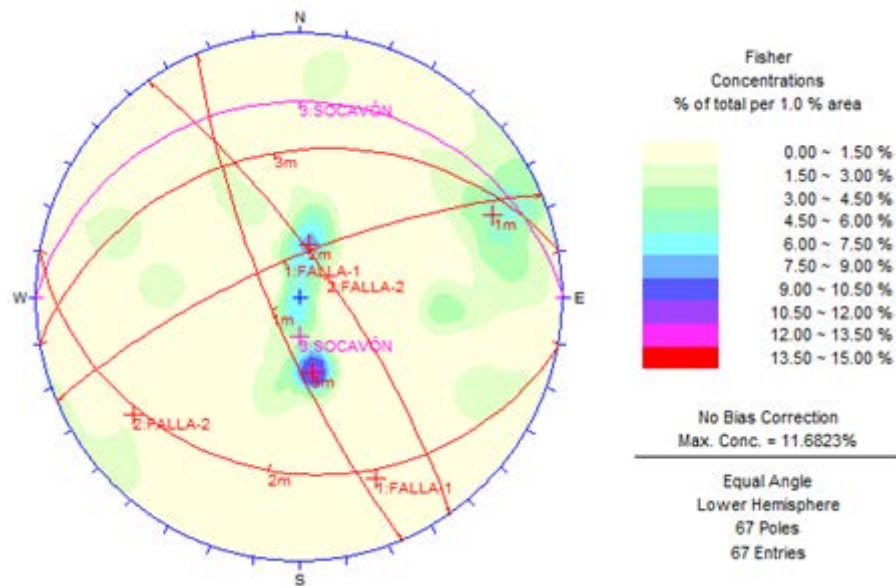


Figura 2.9. Diagrama de Fisher de círculos máximos de las discontinuidades y dirección, mina Meloneras

Tabla 2.7. Propiedades físico-mecánicas de la serpentinita masiva de la mina Meloneras

Roca	Parámetros Estadísticas	Resistencia a compresión		Resistencia a tracción		Peso Vol. (t/m³)	ω (%)
		Sat	Seco	Sat	Seco		
Serpentinita Masiva	Promedio $\bar{x}$ para $\alpha = 0,95$	58,05	61,19	2,93	4,66	2,74	0,4
	Desviación estandar	30,00	25,77	0,95	2,12	0,115	0,14
	Valor mínimo	12,66	12,66	1,18	1,18	2,52	0,2
	Valor máximo	97,81	94,37	4,51	7,26	2,84	0,6
	Grado de libertad (n-1)	25	16	9	9	15	7

Tabla 2.8. Propiedades físico-mecánicas del gabbro de la mina Meloneras.

Roca	Parámetros Estadísticas	Resistencia a compresión		Resistencia a tracción		Peso Vol. (t/m³)	ω (%)
		Sat	Seco	Sat	Seco		
GABRO	Promedio $\bar{x}$ para $\alpha = 0,95$	133,7	150,83	8,65	8,86	3	0,26
	Desviación estandar	27,77	32,88	1,58	2,49	0,15	0,13
	Valor mínimo	84,96	85,94	6,18	3,83	2,28	0,1
	Valor máximo	182,07	189,63	10,69	10,20	3,21	0,4
	Grado de libertad (n-1)	14	8	9	9	29	23

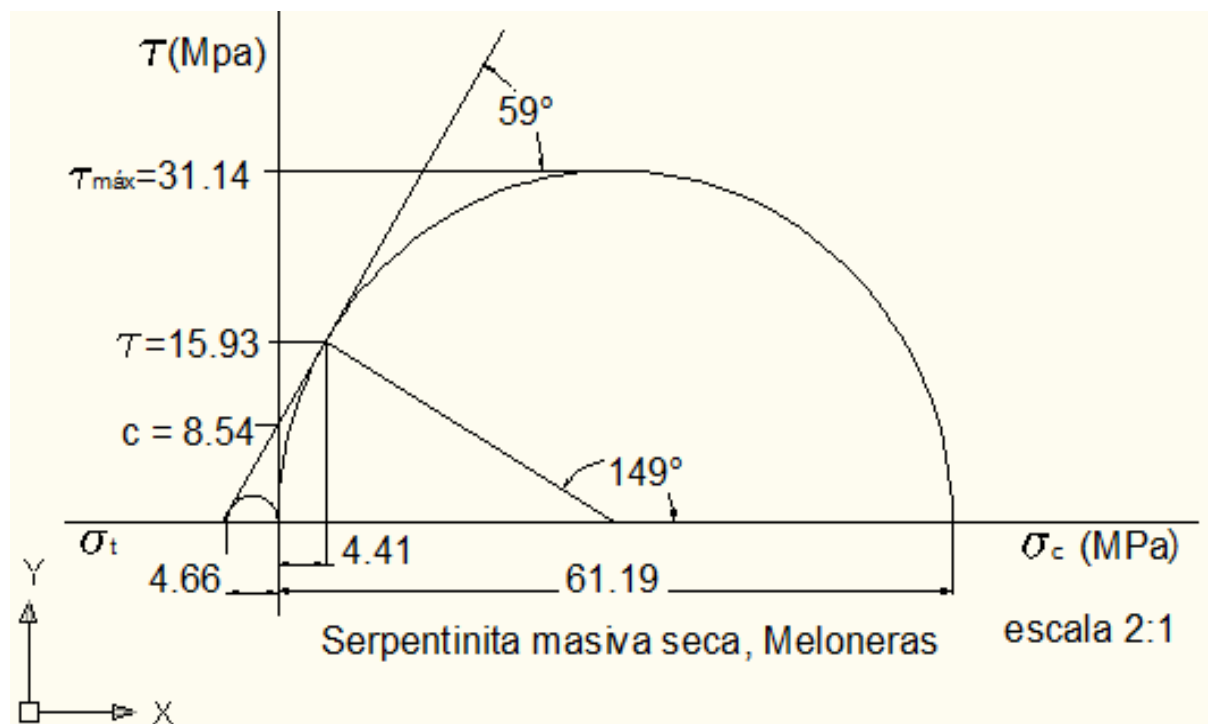


Figura 2.10. Círculo de Mohr para la serpentinita masiva seca, mina Meloneras.

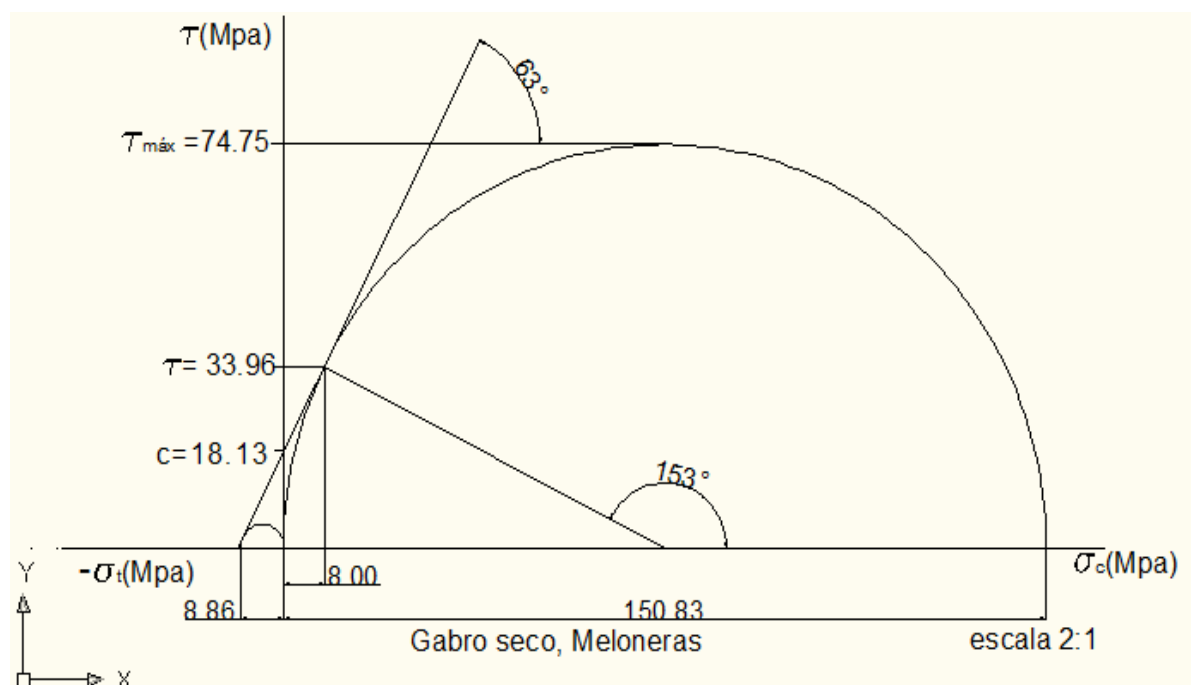


Figura 2.11. Círculo de Mohr para el gabro seco, mina Meloneras.

Tabla 2.9. Volumen, tamaño y forma de los bloques para socavón, mina Meloneras.

Rocas	Volumen de bloque, vb (m³)	Interpretación	α_2 $= \frac{S_2}{S_1}$	α_3 $= \frac{S_3}{S_1}$	Jv	Forma de bloques
Serpentinita masiva	0,95	Tamaño de bloque grande	0,54	0,75	4,78	Alargado y tabular
Gabro	16,16	Tamaño muy grande	0,39	0,24	3,44	Alargado y tabular

Tabla 2.10. Distancia promedio entre grietas en el socavón, Meloneras.

Parámetros	Rocas	
	Serpentinita masiva	Gabro
Distancias promedio, m	0,34	1,45
Desviación estándar, m	0,15	0,83
Valor máximo, m	0,66	3,50
Valor mínimo, m	0,14	0,30
No. de libertad (n-1)	24	20

Se obtuvieron los valores de GSI, mediante la clasificación de Hoek-Brown modificado por Sonméz y Ulusay (1999, 2002) según el procedimiento descrito en el epígrafe II.9.2. Se determinó el valor del número volumétrico de grietas ($J_v = 4,78$) para la serpentinita masiva y el valor correspondiente a la estructura de la superficie observada en la pared del socavón es igual a 68; los valores de las condiciones de superficie fueron determinados por: rugosidad = 5; meteorización moderada = 3 y el relleno suave de grosor $< 5 \text{ mm} = 2$, y el valor total es igual a 10. Del cuadro de Sonméz y Ulusay se asignaron los valores obtenidos de la estructura de la superficie (columna del cuadro 1 del anexo III) y las condiciones de la superficie (fila del cuadro 1 del anexo III), y con los valores obtenidos se determinó el valor de GSI que es igual a 77,5. Al seguir el mismo procedimiento para el gabro se obtuvo el valor de la estructura de la superficie igual a 70,41 y la condición de la superficie, igual a 10, por lo tanto, el valor ponderado de GSI para el gabro es igual a 77,5. Esta caracterización de Hoek-Brown modificado por Sonméz-Ulusay, muestra que la zona evaluada es de bloques muy entrelazados, sin perturbación y con bloques de forma alargado y tabular formadas por tres familias de grietas ortogonales entre sí. Esta quiere decir que el macizo de la mina Meloneras es plástico y puede ser modelado por el criterio de Hoek-Brown generalizado. La tabla 2.11 muestra las ecuaciones de la resistencia de las rocas que componen el macizo de la mina Meloneras

Tabla 2.11. Expresiones para la estimación de la resistencia del macizo, mina Meloneras.

O b r a s	Tipo de roca	m_b	s	σ_{ci}	a	GSI	Criterio para la estimación de la resistencia.
S o c a v ó n	Serpentinita masiva	6,72	$8,2 \cdot 10^{-2}$	61,19	0,501	77,5	$\sigma_1 = \sigma_3 + 61,19(0,11\sigma_3 + 0,08)^{0,501}$
	Gabro	11,19	$8,2 \cdot 10^{-2}$	150,83	0,501	77,5	$\sigma_1 = \sigma_3 + 150,83(0,07\sigma_3 + 0,08)^{0,501}$

II.11. Conclusiones parciales

1. Los macizos rocosos de las minas Descanso y Meloneras, son de bloques muy entrelazados, sin perturbación y de diferentes formas, de tres familias de grietas, en los que se cumple la condición que permite emplear el criterio de Hoek-Brown para la modelación del comportamiento elasto-plástico del macizo.
2. El volumen de bloque en el macizo rocoso de la mina Descanso es de tamaño pequeño a medio y de forma alargada, cúbica y tabular; y el de socavón de la mina Meloneras es de tamaño de grande a muy grande y de forma alargada y tabular.
3. Se determinaron las ecuaciones del estado tensional para la serpentinita masiva y el gabro en las minas Descanso y Meloneras con el empleo del método de Hoek-Brown generalizado.

CAPITULO III

CRITERIOS GEOMECÁNICOS PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO MECANICO- ESTRUCTURAL DEL MACIZO ROCOSO CON EL EMPLEO DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA

CAPITULO III. CRITERIOS GEOMECÁNICOS PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO MECANICO-ESTRUCTURAL DEL MACIZO ROCOSO CON EL EMPLEO DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA

III.1 Introducción

La complejidad de la naturaleza de los macizos rocosos, asociado con un nivel de estado tensional natural más las alteraciones que ocurren al ubicar en ellos las obras mineras que provocan estado tensional inducido, hace difícil la tarea de describir y pronosticar el comportamiento mecánico y estructural de los mismos. Por eso, se necesita de forma dialéctica buscar nuevos métodos científicos y tecnológicos que se fundamenten sobre criterios y métodos proactivos que den mejores resultados con mayor precisión. Por lo tanto, se tiene como objetivo, en este capítulo, establecer y analizar criterios geomecánicos con el empleo de la modelación numérica que permitan evaluar y pronosticar el comportamiento mecánico y estructural del macizo rocoso.

III.2 Criterio para establecer la dimensión de la excavación y frontera externa de los modelos

La forma de la sección transversal y su influencia en el estado tensional, se evalúa mediante el coeficiente de concentración de tensiones, esta magnitud está relacionada con la forma y la geometría del perímetro de la excavación (Hoek, 1980b; Martínez, 2011). Las mediciones realizadas *insitu* de los desplazamientos y las tensiones, demuestran la tendencia a disminuir a medida que nos alejamos del contorno de la excavación, lo que explica el concepto del área de influencia de ésta, la distancia a la cual se obtiene el estado tensional inducido. La tarea teórica se fundamenta en los estudios realizados sobre los efectos que provoca un orificio circular en un medio isótropo y homogéneo (Hudson y Harrison, 2000; Hoek, 2007). La magnitud y dirección de las tensiones

naturales constituye un elemento primordial a la hora de evaluar la estabilidad de las obras subterráneas y permite ubicar espacialmente las excavaciones principales con mayor exactitud, así como diseñar la sección transversal de la misma. Para un macizo rocoso isotrópico o con un grado de anisotropía en estado tensional natural, la tensión vertical (σ_v), se iguala a la tensión principal mayor (σ_1) y su valor se determina mediante el producto de la profundidad y el peso específico del material supra-yacente (ver ecuación 3.1):

$$\sigma_v = \sigma_1 = \gamma H \quad (3.1)$$

La tensión horizontal (σ_h) es igual a la tensión principal menor (σ_3) y proporcional a la tensión principal mayor (σ_1) y el coeficiente de proporcionalidad entre la tensión vertical y la horizontal, k (ver ecuación 3.2).

$$\sigma_h = \sigma_2 = \sigma_3 = k\gamma H \quad (3.2)$$

Donde:

γ – peso volumétrico de las rocas supra-yacentes, kg/m³

H – la profundidad de ubicación de la excavación, m,

El valor de k se obtiene de la figura 1 del anexo III, que surge de la recopilación estadística de las mediciones *insitu* en diferentes partes del mundo (Hoek y Brown, 1980b; Hudson y Harrison, 2000; Martínez, 2011). Hay que señalar que este valor debe ser corregido en situaciones concretas mediante las mediciones *in-situ*. También, por medio de la figura 2 del anexo III (Hoek y Brown, 1980b) se ilustra como determinan los valores de tensiones verticales según la profundidad.

Las ecuaciones de estado tensional, para una excavación circular de diámetro 2a con un comportamiento elástico del macizo (Fuentes: Martínez, 2011; Hoek y Brown, 1980b) son:

$$\sigma_r = 0.5\sigma_v \left\{ \left[(1+k) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-k) \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \right\} \quad (3.3)$$

$$\sigma_{\theta} = 0.5\sigma_v \left\{ \left[(1+k) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - (1-k) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \right\} \quad (3.4)$$

$$\tau_{r\theta} = 0.5\sigma_v \left\{ \left[-(1-k) \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \right] \right\} \quad (3.5)$$

Donde,

k- relación entre las tensiones horizontales y verticales y se valora en el rango de (0-3).

θ - valor del ángulo que condiciona la dirección del punto en el cual se analiza el estado tensional y aumenta en sentido horario,

r- el valor de la distancia del centro de la excavación al punto de análisis

a – radio de la excavación

La evaluación cualitativa del estado tensional, se determina mediante el método de Gzobski y para ello se seleccionan dos sistemas de grietas conjugados (de la misma época) y se representan utilizando la falsilla de Schmidt en la proyección estereográfica donde la intersección de los sistemas principales coincide con σ_2 ; σ_1 y σ_3 descansan en un plano perpendicular a σ_2 y el ángulo mayor de la intersección coincide con σ_1 y el menor con σ_3 , así, se determina la dirección de las tensiones principales. Para un estado hidrostático donde $k = 1$, a medida que aumenta el valor de r del centro de la excavación hacia adentro, la influencia de la misma sobre la tensión del macizo rocoso disminuye hasta que se desvanezca y se ha comprobado por los investigadores en maquetas de las tensiones alrededor de las excavaciones subterráneas, que para una distancia igual a la expresión mostrada en la ecuación 3.6, y en esta zona, la relación entre las tensiones aplicadas e inducidas está muy cerca de uno (Hoek, 1980b).

$$r = 3a \quad (3.6)$$

Fundamentados sobre los conceptos expuestos anteriormente, se ubican las coordenadas (X_n , Y_n , Z_n) del volumen o área transversal de la excavación a modelar y en base a la zona de influencia determinada por la ecuación 3.6 se demarca la frontera externa del modelo.

III.3 Criterio para establecer las fronteras y las propiedades del macizo rocoso

Las fronteras litológicas del área a modelar son, muchas veces, de geometría irregular y muy difícil de trazar, por su incompleta visibilidad, por eso, se necesita un levantamiento geológico que permite situar las coordenadas de cada litología que componen la zona del macizo a modelar. En una excavación, el material fundamental con que se construye lo representa el macizo en que se ejecuta la obra. El grado de conocimiento que se tiene sobre el entorno de la obra antes de su construcción y después de ejecutada la misma garantiza su explotación. Se necesita pronosticar la capacidad portante del macizo rocoso mediante el estudio de la interacción de los siguientes aspectos:

- Análisis del agrietamiento donde se establece el tipo de macizo por método de caracterización (ver capítulo II).
- Establecer la relación empírica entre las tensiones principales máximas y mínimas en función de la resistencia a compresión uniaxial, factores de minoración y constantes de Hoek & Brown (m_b , s , a) para cada litología (ver capítulo II). Las propiedades de los materiales que se suministran para el análisis de los modelos son: las tensiones iniciales, peso específico del material, propiedades elásticas, propiedades plásticas, propiedades de los esfuerzos.

III.4 Criterio para el análisis de las grietas destacadas y sus propiedades

Existen discontinuidades destacadas como fallas, estratos y contactos que podrían tener, por sus peculiaridades, mayor influencia sobre el comportamiento del macizo rocoso y que no pueden ser capturadas por los métodos conocidos de evaluación de las grietas, por eso, se necesita este criterio para su inclusión para el análisis del comportamiento del macizo rocoso.

Las grietas son elementos de interface, degradados y rectangulares que pueden ser bidimensionales o tridimensionales. Goodman y otros autores, (1968), propusieron una configuración de elemento de grietas que tienen cuatro nodos de pares de puntos (x_1, x_4) y (x_2, x_3) de ancho igual a cero y longitud (L) . Ghaboussi y otros autores (1973) hicieron un mejoramiento a la descripción geométrica del elemento de grietas, considerando el desplazamiento relativo de sus elementos con un grado de libertad independiente y en su trabajo se consideran los pares de puntos (x_1, x_4) y (x_2, x_3) muy cercanos, por ende, es permitido representar toda la geometría del elemento de grietas con dos nodos (i, j) y el grosor (t) . Wilson (1975) formalizó el procedimiento para el desarrollo de elementos de grieta iso-paramétrico tridimensional, donde se expresa el elemento de grietas por cuatro nodos. También Desai y un colectivo (1984) propusieron un elemento sólido de grosor finito para simular el comportamiento de interface y se identifica su matriz constitutiva. Para este caso de estudio se adopta el modelo de la geometría de elemento de grietas propuesto por Ghaboussi y otros autores (1973) y Desai y un colectivo (1984) donde se considera la geometría de las grietas como una línea con nodos de contacto en los extremos y la frontera del agrietamiento natural formado como resultado de la actividad tectónica y la frontera artificial que es el contacto entre el soporte y el macizo. Según el estado de los puntos extremos de las grietas, existen los siguientes casos: grietas cerradas en el interior del modelo o abiertas hacia la excavación y grietas completamente cerradas.

En el análisis de las propiedades de las grietas, se considera la rigidez normal y la del cortante de cada una de éstas, como un muelle que relaciona su tensión normal y cortante al desplazarse. La rigidez de las grietas puede ser estimada por el método que se basa en las propiedades del material del relleno o las de deformación del macizo rocoso y de la roca intacta. Se estima la rigidez normal (K_n) y la de cortante (K_s) de las grietas mediante el módulo de la deformación del macizo rocoso (E_m) , módulo de Young de la roca intacta (E_i) y el espacio promedio entre las grietas (L) .

Si se asume que las grietas son formadas por la deformación del macizo rocoso y la roca intacta, entonces se admite la ecuación:

$$\frac{1}{E_m} = \frac{1}{E_i} + \frac{1}{K_n L} \quad (3.7)$$

Y despejando la ecuación se obtiene:

$$K_n = \frac{E_i E_m}{L(E_i - E_m)} \quad (3.8)$$

De la misma manera se obtiene la expresión del cortante, K_s

$$K_s = \frac{G_i G_m}{L(G_i - G_m)} \quad (3.9)$$

$$G_i = \frac{E_i}{2(1+\mu)} \quad (3.10)$$

$$G_m = \frac{E_m}{2(1+\mu)} \quad (3.11)$$

Donde:

E_m - módulo de deformación del macizo rocoso, que se obtiene mediante el programa de Roclab (2002).

G_m - módulo cortante del macizo rocoso

G_i - módulo cortante de la roca intacta

Por otra parte, si las grietas poseen material de relleno de grosor, h , con las propiedades elásticas conocidas, se estiman la rigidez normal (K_n) y el cortante (K_s) mediante las siguientes ecuaciones:

$$K_n = \frac{E_o}{h} \quad (3.12)$$

$$K_s = \frac{G_o}{h} \quad (3.13)$$

Donde:

E_o - módulo de Young del material de relleno de las grietas

G_o - módulo cortante del material de relleno de las grietas

$$G_o = \frac{E_o}{2(1+\mu)} \quad (3.14)$$

II.5. Criterio para establecer el soporte de las excavaciones

La identificación del macizo rocoso con un modelo mecánico determinado, constituye una aproximación en la solución teórica de los problemas relacionados con la construcción de obras mineras subterráneas y este forma el material primario en la obra que se acompaña con un material artificial para formar el soporte de la excavación en una interacción que permite explicar el comportamiento mecánico de la obra y dar soluciones prácticas durante su construcción y explotación (Martínez, 2011). Habitualmente, en una obra minera subterránea, se observa pérdida de estabilidad por la caída de pedazos aislados de rocas, la formación de bóveda, la zona de destrucción del macizo alrededor de la excavación y el desprendimiento del macizo (Boluchof, 1982). También, para el soporte se usa en la excavación donde se esperan grandes desplazamientos, las estructuras variantes capaces de cambiar su forma inicial sin disminuir la “capacidad portante” de las mismas y se utiliza, donde se espera poco desplazamiento en el macizo, las estructuras invariantes. El análisis del soporte de la obra subterránea exige el conocimiento del tipo de modelo mecánico (elástico, rígido-plástico, elástico-plástico o elástico-plástico-fluyente) que describe el comportamiento del macizo rocoso de estudio.

La modelación numérica por el método de elementos finitos (MEF) toma en cuenta todas estas características mencionadas anteriormente para el análisis del soporte de la excavación. Se establecen las dimensiones y geometría del tipo de soporte a emplear. Se definen las propiedades del soporte que se asigna al modelo. Si el soporte es de hormigón lanzado, perfil metálico o de madera se emplea el modelo por capa. Si es de perno o de anclas mecánicas se utiliza el modelo de superficie de interface. Cuando se emplea soporte formado por la combinación de diferentes materiales se usa el modelo de capas compuestas.

El diseño del soporte, como un proceso, debe conducir a un dimensionado del mismo, sin que exista una solución única, de tal forma que la solución elegida sea segura, económica y resulte efectiva para el uso que se le quiera dar a la excavación. Este proceso de diseño debe seguir una metodología iterativa, de tal manera que se pueda ir comprobando la eficacia técnico-económica de una solución y esta pueda ser afinada hasta llegar a una solución satisfactoria (Mondéjar, 2001).

Antes de excavar el macizo rocoso, existe un equilibrio de los esfuerzos internos *in-situ* de este, donde la presión de soporte (P_i) que actúa en toda extensión del perfil futuro de la galería es igual al esfuerzo *in-situ* (P_o). Pero cuando se excava el macizo rocoso, P_i se reduce a cero, en este tiempo pudiera ocurrir el derrumbe de la galería pese a que la deformación radial de la excavación está limitada por la proximidad del frente de la excavación que ejerce un efecto de sujeción. Por eso se necesita una presión de soporte interno P_i , para limitar la deformación radial cuando la zona de la galería se haya alejado al frente. Debe notarse que la P_i que se necesitaría para limitar la deformación del techo sería más alta que la requerida para las paredes, ya que, a la presión de soporte necesaria para limitar el desplazamiento de los esfuerzos inducidos en el techo, hay que añadir el peso de la roca suelta que se encuentra encima (Hoek, 2007).

El análisis del soporte, mediante el método de elemento finito, permitirá cuantificar los parámetros de seguridad de estos elementos, tener en cuenta el efecto del estado tensional natural, considerar el efecto de las fases de ejecución de las excavaciones y cuantificar el efecto que el laboreo de la excavación produce en el entorno así como la subsidencia y cambios tensionales. Para estimar la presión de soporte crítica (P_{cr}) en la galería de estudio se considera un túnel circular de radio, r_o , sometido a tensiones hidrostáticas (P_o) y una presión de soporte interna uniforme (P_i), provista por el sistema de soporte empleado. Se define P_{cr} por la expresión (3.15):

$$P_{cr} = \frac{2P_o - \sigma_{cm}}{1+q} \quad (3.15)$$

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.16)$$

$$q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.17)$$

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} + q\sigma_3 \quad (3.18)$$

Donde:

q - el gradiente de la línea del gráfico σ_1 verso σ_3

σ_{cm} - la resistencia a compresión uniaxial del macizo rocoso

σ_1 - la tensión axial donde ocurre la ruptura

σ_3 -la tensión de confinamiento.

c- esfuerzo cohesivo

Φ – el ángulo de fricción del macizo rocoso.

La ruptura del macizo rocoso alrededor de la excavación ocurre cuando, $P_i < P_{cr}$ y cuando $P_i > P_{cr}$ no ocurre ruptura, y el comportamiento del macizo rocoso alrededor de la misma es elástico. El radio interno de desplazamiento elástico, u_{ie} será:

$$u_{ie} = \frac{r_o(1+\mu)}{E} (P_o - P_i) \quad (3.19)$$

E - Modulo de Young

μ - coeficiente de Poisson

En ruptura, el radio plástico, r_p se da por:

$$r_p = \left[\frac{2(P_o(q-1) + \sigma_{cm})}{(q+1)((q-1)P_i + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{(q-1)}} \quad (3.20)$$

Y desplazamiento interno radial plástico de la pared de la galería, u_{ip} será:

$$u_{ip} = \frac{r_o(1+\mu)}{E} \left[2(1 - \mu)(P_o - P_i) \left(\frac{r_p}{r_o} \right)^2 - (1 - 2\mu)(P_o - P_i) \right] \quad (3.21)$$

Determinando, el valor de presión crítica, P_{cr} , por la expresión 3.15, se estima el valor del esfuerzo interno de soporte que debe ser mayor que la presión crítica y seleccionar el material de soporte de tal manera que el esfuerzo interno (P_i) pueda restaurar del estado plástico del macizo al estado elástico

III.6. Criterio de modelación numérica por el método de elementos finitos

La modelación es el proceso mediante el cual se crea una representación o modelo para investigar la realidad. Constituye una reproducción simplificada de la realidad que cumple una función heurística que permite descubrir nuevas relaciones y cualidades del objeto de estudio y su aplicación está íntimamente relacionada con la necesidad de encontrar un reflejo mediatizado de la realidad objetiva. . En la mayoría de los casos de problemas prácticos no es posible encontrar una solución exacta de los sistemas de ecuaciones que se plantean, por lo cual se recurre al cálculo numérico.

Existen dos clases de modelos principales posible para el cálculo numérico en la mina subterránea: modelos continuos y modelos discontinuos. Los modelos continuos consideran el macizo rocoso como un medio continuo cruzado por discontinuidades y resuelven problemas en los que el comportamiento del macizo rocoso puede ser modelado por medio de las ecuaciones diferenciales de la mecánica de los medios continuos. Este tipo de modelos se divide en: métodos diferenciales, métodos integrales y métodos híbridos. Dentro de los métodos diferenciales se engloban método de elementos finitos y método de diferencias finitas y se encuentran en los métodos integrales: método de elementos de contorno, método de integrales de contorno y método de desplazamiento discontinuo (Ramírez y otros 1991; Zienkiewicz y Taylor, 2000; Hoek, 2007).

Por otra parte, los modelos discontinuos consideran el macizo rocoso como un conjunto de bloques individuales y son particularmente útiles para estudiar los casos en que la deformación del macizo rocoso tiene lugar principalmente como consecuencia del movimiento de bloques de roca delimitados por discontinuidades en un campo tensional de baja intensidad. En estos modelos la ecuación de equilibrio es la ecuación del movimiento de una unidad sencilla sujeta a fuerzas por sus vecinos inmediatos, y las ecuaciones definen la aceleración de las partículas en cada instante y por tanto su velocidad y desplazamiento total (Ramírez, y otros, 1991).

En esta investigación se emplea el método de elementos finitos por su utilidad en numerosas aplicaciones geotécnicas y se utiliza como método de cálculo en las distintas aplicaciones donde se tratan problemas de configuraciones más complejas y del comportamiento no-lineal de los macizos rocosos y por la disponibilidad de los programas: tridimensionales, bi-dimensionales e híbrido, desarrollado para modelar el comportamiento post-ruptura del macizo rocoso, modelar la interacción entre el soporte y el macizo, y el comportamiento homogéneo y no-lineal de la roca cercana a las fronteras de la excavación.

Para el análisis de la modelación numérica por el método elementos finitos se conceptualiza el problema a resolver por los tipos de elementos (figura 4 del anexo III) Se subdivide el sistema a estudiar en una serie de elementos de un tamaño relativamente pequeño con respecto al sistema, cada uno de los elementos finitos posee una ecuación propia, de forma que la ecuación del sistema se obtiene por el conjunto de las ecuaciones de los elementos que lo componen. Cada uno de estos elementos posee nodos con grados de libertad inherente. La selección del tamaño y forma del elemento depende de la experiencia, y generalmente, se diseñan elementos menores (malla más cerrada) en el entorno de la zona de concentración de esfuerzos. Estos elementos deben satisfacer las siguientes condiciones:

- Ecuaciones matemáticas conocidas en sus bordes (vértices y aristas).
- Los vértices y los puntos singulares que se pueden definir en el elemento constituyen los nodos en los cuales se concentran todas las fuerzas externas al elemento.
- En cada elemento las características elásticas del material se mantienen uniformes.
- Al deformarse el objeto, el trabajo producido por las fuerzas externas que actúan sobre los nodos para desplazarlos es igual al trabajo total de las tensiones internas en los desplazamientos internos.

III.6.1. Fundamento matemático de los modelos

El fundamento matemático de los modelos se desarrolla considerando la función de desplazamiento, las deformaciones y tensiones del sistema.

■ Función de desplazamiento

Por el principio de la formulación de desplazamiento, se selecciona cierto bloque del volumen (V) del macizo en el medio continuo que cumple la exigencia de equilibrio del sistema y de energía potencial mínima. Para determinar el desplazamiento (u) en cualquier punto (i) del elemento finito (figura 4 del anexo III) que se aproxima como un vector de columna, se emplea la ecuación 3.22:

$$u \approx \hat{u} = \sum_k N_k a_k = [N_i, N_j, \dots] \begin{Bmatrix} a_i \\ a_j \\ \vdots \end{Bmatrix} = Na \quad (3.22)$$

Donde

N – componentes de posición

a – listados de desplazamiento nodal

■ Las deformaciones y tensiones del sistema

Conociendo el desplazamiento en cada punto del sistema, se puede determinar la deformación en cada punto como se muestra en la ecuación 3.23 que es la notación matricial.

$$\varepsilon = Su = Ba = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial u}{\partial x} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x}, & 0 \\ 0, & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y}, & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad (3.23)$$

La condición de equilibrio (ecuación 3.24) se cumple cuando se igualan los trabajos externos (W) e internos (U) producidos por las fuerzas y tensiones, respectivamente, durante el desplazamiento. En este caso la suma de los productos del desplazamiento y las fuerzas correspondientes, representan realmente el trabajo exterior efectuado (W), y la de los productos de las deformaciones y las correspondientes tensiones representa el trabajo interno (U).

$$-\delta W = \delta U \quad (3.24)$$

La minimización de la energía potencial total, asegura el cumplimiento de las condiciones de equilibrio dentro de los límites establecidos por la configuración de desplazamiento y si el número de parámetros (a) que definen los desplazamientos se hace incrementar ilimitadamente para asegurar una mayor aproximación de todas las condiciones de equilibrio y si se consideran las cantidades, δa , δu y $\delta \epsilon$, como variaciones o diferenciales de las cantidades reales de desplazamientos y deformación, se obtienen las ecuaciones 3.25 y 3.26, que representan la energía potencial de las cargas externas (W), y la energía de deformación del sistema (U):

$$\delta(a^T r + \int_V \delta u^T b dV + \int_A \delta u^T \bar{t} dA) = -\delta W \quad (3.25)$$

$$\delta U = \int_V \delta \epsilon^T \sigma dV \quad (3.26)$$

Sumando las ecuaciones 3.25 y 3.26 se obtiene la expresión 3.27 que cumple la condición de equilibrio de la ecuación 3.24

$$-\delta a^T r = \int_V \delta u^T b dV + \int_A \delta u^T \bar{t} dA - \int_V \delta \epsilon^T \sigma dV \quad (3.27)$$

Siendo,

a - desplazamiento en la frontera

r - fuerza externa que actúa sobre el cuerpo

b - la fuerza másica distribuida

u - desplazamiento del punto dentro el cuerpo.

$\bar{t}$ - carga exterior distribuida que actúa sobre la superficie, A , de contorno.

ϵ - la deformación actual del cuerpo

σ - la tensión actual del cuerpo

Los términos de la ecuación (3.27) tienen los siguientes significados:

$\int_V \delta u^T b dV$ - fuerzas másicas

$\int_A \delta u^T \bar{t} dA$ - fuerzas que actúan en los bordes del cuerpo

$\int_V \delta \epsilon^T \sigma dV$ - las tensiones en el cuerpo que se analizan

Para obtener óptimos resultados del sistema, que cumpla la condición de equilibrio, la suma de la energía potencial de las cargas externas (W) y la energía de deformación del sistema (U) debe ser estacionaria y mínima para las variaciones de los desplazamientos admisibles dentro de la configuración determinada del cuerpo, como se muestra en la ecuación 3.28. Así, en el problema de elasticidad, la energía potencial total no solo es estacionaria, sino también mínima, pues, el método de los elementos finitos busca dicho mínimo, con la condición de que satisfaga una determinada configuración de desplazamientos.

$$\delta(W + U) = \delta(\Pi) = 0 \quad (3.28)$$

Π - la energía potencial total

A mayor número de grados de libertad, tanto más se acercará la solución a la exacta, la cual asegura el equilibrio completo, siempre y cuando los desplazamientos tiendan, en el límite, hacia los desplazamientos verdaderos. De esta forma se deducen las condiciones necesarias para la convergencia de los procesos de elementos finitos. Si el equilibrio verdadero requiere la minimización completa de la energía potencial total (Π), una solución aproximada mediante elementos finitos, proporciona siempre una energía aproximada (Π), mayor que la correcta. Si se especifica la función (Π), a priori, las ecuaciones de elementos finitos se deducen directamente mediante diferenciación, como se observa en la ecuación simultánea (3.29) donde se cumple la condición de la energía potencial mínima (Zienkiewicz y Taylor, 1994):

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a} = \left\{ \begin{array}{c} \frac{\partial \Pi}{\partial a_1} \\ \frac{\partial \Pi}{\partial a_2} \\ \vdots \end{array} \right\} = 0 \quad (3.29)$$

De la ecuación (3.29) se obtiene, para el dominio que se analiza, un sistema de ecuaciones algebraicas (3.30) y al resolver este da una solución aproximada:

$$Ka + f = r \quad (3.30)$$

Donde,

$$K = \int_V B^T DB dV \quad (3.31)$$

$$f = - \int_V N^T b dV - \int_V N^T \bar{t} dA - \int_V B^T D \varepsilon_o dV + \int_V B^T \sigma_o dV \quad (3.32)$$

N – componente de posición

B - la matriz de deformación

ε_o y σ_o – respectivamente son deformación y tensión inicial del cuerpo

V – volumen del dominio

D – matriz elástica que contiene las propiedades apropiadas del material,

y para materiales elásticos e isotrópicos D se determina por la ecuación 3.33,

$$D = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1-\mu & \mu & 0 \\ \mu & 1-\mu & 0 \\ 0 & 0 & 1-2\mu/2 \end{bmatrix} \quad (3.33)$$

E – módulo de Young (MPa)

μ – coeficiente de Poisson

Al determinar los desplazamientos en el dominio, se pueden determinar las tensiones en cualquier punto del elemento utilizando la ecuación 3.34

$$\sigma = D(\varepsilon - \varepsilon_o) + \sigma_o \quad (3.34)$$

y su forma matricial es:

$$\sigma = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = D \left(\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} - \varepsilon_o \right) + \sigma_o \quad (3.35)$$

Además, se debe notar que la discontinuidad de los desplazamientos origina deformaciones infinitas en los contornos de separación, pero en el límite, si se disminuye el tamaño de las subdivisiones, se restaura la continuidad, el sistema alcanza un estado de deformación constante que asegure automáticamente la continuidad de los desplazamientos y que satisface el criterio de deformación constante. Así, se alcanza el equilibrio del sistema y un estado de tensiones constantes, también, será evidente que no se habría perdido trabajo exterior a través de las discontinuidades entre los elementos. Los elementos que cumplan estas condiciones convergerán a la solución exacta (Shen y Kushwaha, 1998; Zienkiewicz y Taylor, 2000).

III.6.2. Análisis del comportamiento elástico – plástico

El análisis del modelo plástico se basa en la teoría incremental donde se relacionan la tensión y deformación por medio de su componente de forma incremental o diferencial. Para el material elasto-plástico, las relaciones de tensión-deformación incrementales se analizan asumiendo criterios de ruptura, criterio de fluencia o la ley de endurecimiento. El criterio de ruptura, f , está en función de la tensión, la deformación y otros parámetros, de tal manera que cuando $f < k$, la roca es elástica y cuando $f = k$, la roca está en estado plástico, k es una constante de ruptura que depende de las propiedades del material, por la condición de consistencia, la función, f , no puede ser mayor que k . Por el criterio de ruptura (f), se determina la superficie de ruptura cuando la región de deformación elástica se encuentra dentro de la superficie de ruptura y fuera de la misma es posible generar tanta deformación elástica como plástica.

En modelos de macizo rocoso plástico, se asume que la deformación incremental total está compuesta por los incrementos elásticos y plásticos:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (3.36)$$

Se propone la ley de fluencia para la determinación de la dirección y la magnitud relativa de la deformación incremental plástica, empleando el principio de la función potencial plástica después de haber alcanzado la superficie de ruptura. Para el modelo elasto-plástico, la deformación incremental total está determinada por el componente elástico, $d\varepsilon^e$, el colapso plástico, $d\varepsilon^c$ y el componente plástico-expansivo, $d\varepsilon^p$, y está mostrada en la siguiente ecuación (3.37):

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^c + d\varepsilon^p \quad (3.37)$$

En este estudio se evaluó la expresión (3.37) con el criterio de Hoek-Brown generalizado (ecuación 2.27) y con la disponibilidad de su matriz constitutiva incremental, se empleó el programa de elementos finitos, Phase2V6, 2004 para resolver el problema elasto-plástico de modelos considerados.

III.7. Procedimiento para la creación de los modelos en las minas profundas

En las minas profundas hay poca influencia de la tensión provocada por la fuerza gravitacional sobre las obras (Hoek y Brown, 1980b) por lo que se considera la altura de la zona de influencia como la altura de la carga que influye sobre las excavaciones y la condición de frontera es fija y sin desplazamientos.

➤ Formación de la geometría de los modelos

Se seleccionaron tres zonas de distintas características para la modelación, según el diseño de experimento. La zona A está compuesta por los siguientes modelos: materiales (serpentinita masiva y gabro), discontinuidades, excavaciones y material de soporte. La zona B de: materiales (serpentinita masiva), discontinuidades, excavación, material de fortificación y la zona C de: materiales (serpentinita masiva y gabro), discontinuidades, dos cruceros y material de fortificación.

Se ubicó la frontera de la excavación mediante sus puntos de coordenadas y según el concepto de la zona de influencia de ésta cuando $k = 1$ (ver epígrafe III.2), se midió del centro de la excavación, una distancia de tres veces la mitad de la luz o diámetro, hacia adentro de la misma y se marca la frontera externa del modelo. Después, se situaron las fronteras de los materiales, las grietas o contactos y de los soportes. Para este caso de estudio las dimensiones del área de la excavación abovedada son del ancho, 2,2 m, la altura, 2,53 m y la longitud del modelo se asume, 6 m, por consiguiente, las de las fronteras externas son 8 m de altura, 7 m de ancho y 6 m de longitud (tabla 4.1 y tablas 1 a 5 del anexo IV).

➤ Creación de la malla

Al establecer la geometría del área o volumen de bloque que conforma el modelo y que satisface las condiciones de la mínima energía potencial y del equilibrio completo del sistema, se creó la malla, que dividió el dominio en elementos finitos que puede ser generada en forma triangular, cuadrilátera entre otros (figura 3 del anexo III). El procedimiento para crear la malla incluye la selección del tipo

de malla que puede ser de gradación, uniforme o radial, se discretiza el borde del objeto, se genera la malla por el programa de elementos finitos y luego, se revisa su calidad y si es pobre, se reajusta. En esta investigación se empleó la malla tipo de gradación.

➤ **Definición de las fronteras y sus condiciones**

Se empleó una poli línea para definir la frontera de la excavación, los materiales y la de externa, se definieron las grietas y el soporte con las líneas, para definir los modelos de las grietas y el soporte. Para establecer el modo de desplazamientos de los modelos, se impusieron las condiciones de frontera que puede ser por segmentos, nodos o vértices. Se emplearon las siguientes opciones de condición de frontera para establecer las direcciones de los desplazamientos:

- Tipo frenado en dirección XY
- Tipo frenado en la dirección X y movimiento libre en la Y
- Tipo frenado en la dirección Y y movimiento libre en la X
- Tipo del movimiento libre en las direcciones X e Y
- Tipo fijo, pero igual al valor diferente de cero
- Tipo de elementos infinitos.

También, se definió el campo de estados tensionales naturales por los siguientes parámetros: la tensión principal mayor (σ_1), la tensión principal menor (σ_3), la tensión perpendicular al plano (σ_z), el ángulo entre la coordenada global (x) y la dirección de la tensión principal mayor medida en sentido contrario al reloj. Se determina el estado tensional del macizo por el método descrito en el epígrafe III.2. La mina se considera seca y la temperatura constante, de valor ambiental.

➤ **Las propiedades de los materiales**

Los materiales que se consideraron para los modelos de estudio son: serpentinita masiva, gabro, material que constituyen las grietas y el soporte. Se definió y asignó a estos materiales, las propiedades de la tensión *in-situ* natural, peso específico del material, propiedades elásticas, propiedades plásticas, propiedades de los esfuerzos y propiedades de las discontinuidades. Se

definió el estado tensional natural por la fuerza gravitacional y el peso volumétrico del material del macizo rocoso, lo que permite el restablecimiento del equilibrio que existe del campo tensional antes de la perturbación provocada por la creación de la excavación.

➤ **Parámetros de los esfuerzos en el macizo**

Para el análisis elasto-plástico del macizo, se definió la resistencia de las rocas intactas, y los parámetros del criterio de Mohr-Coulomb (c , Φ) y las constantes del criterio de Hoek-Brown generalizado (m_b , s y a) del macizo rocoso. El criterio de Mohr-Coulomb modela mejor el estado elástico del material por la naturaleza lineal de la envolvente y permite identificar las zonas de alta tensión alrededor del borde de la excavación, durante la modelación numérica, y cuando esta exista, se necesita hacer el análisis elasto-plástico del modelo mediante el criterio de Hoek-Brown generalizado, que considera la no linealidad de la zona plástica del macizo y que permitirá determinar el grado de destrucción del contorno de la excavación. Estos parámetros fueron determinados con el uso del programa Roclab (2002) y se obtuvieron, también, curvas que relacionan los esfuerzos principales mayores y menores (figura 1 a 6 del anexo V) del macizo rocoso, se determinó el estado dúctil o quebradizo del macizo, mediante la línea de transición de Mogi ($R_1/R_3 = 3.4$): cuando esta línea está ubicada por debajo de la curva, $R_1 - R_3$, el macizo es del tipo quebradizo y cuando es por encima de la curva, el macizo rocoso será dúctil (Mogi, 2007).

➤ **Los parámetros del modelo de las discontinuidades**

Se definieron y asignaron las propiedades de las grietas a los modelos que son: rigidez normal (k_n) y cortante (k_s). Estas propiedades fueron determinadas por el procedimiento del epígrafe III.4.

➤ **Los parámetros del modelo de soporte**

Según el tipo de soporte se determinaron las propiedades siguientes: módulo de Young (E) y diámetro si es ancla; y el coeficiente de Poisson (μ) y el grosor para hormigón lanzado. Se definieron y asignaron estos valores al modelo de soporte. Es necesario cuantificar los parámetros de seguridad de los elementos del sostenimiento, tener en cuenta el efecto del estado tensional natural, considerar el efecto de las fases de ejecución de las excavaciones y cuantificar el efecto

que el laboreo de estas produce sobre el entorno así como la subsidencia y cambios tensionales. Este análisis se hace de forma iterativa, de tal manera que se pueda ir comprobando la eficacia técnico-económica de una solución y esta pueda ser afinada hasta llegar a una solución satisfactoria.

III.8. Procedimiento para crear el modelo de excavación cercana a la superficie de la tierra

Para una excavación cercana a la superficie, la tensión *in-situ* natural que influye principalmente sobre la obra es debida a la fuerza gravitacional. Por eso, para simular la excavación es necesario someter su modelo a una condición de frontera infinita en la dirección hacia la superficie, la cual le da al macizo supra-yacente la posibilidad de moverse en esta dirección, se restringen ambos lados de la frontera externa en la dirección horizontal X y también se restringe la parte inferior de la frontera externa del modelo en la dirección vertical Y.

Para crear un modelo de este tipo, primeramente, se establecieron los límites de la frontera externa por sus coordenadas (X_i , Y_i , Z_i), después se situaron las coordenadas de la geometría de la excavación y además, se ubicó la frontera de los materiales y las líneas de las grietas destacadas por sus puntos de coordenadas.

Seguidamente, se creó la malla, seleccionando el tipo, que puede ser de grado, uniforme o radial, pero en este caso de estudio se seleccionó la malla en gradación, también se discretizó el modelo y se construyó el mallado del modelo con el programa de elementos finitos. Se comprobó la calidad de la malla, si era pobre, y fue ajustada iterativamente hasta obtener la malla satisfactoria y la tensión inicial *in-situ* gravitacional fue determinada. Se asumió que la mina es seca y la temperatura constante.

También, se definió y asignó al modelo las propiedades de la serpentinita masiva, el gabro, las grietas y el soporte y se creó la excavación, así el modelo se quedó formado. Finalmente, se analizó el modelo y se interpretó el mismo para obtener los resultados.

III.9. Evaluación teórica de los modelos

La aplicación de los criterios establecidos se demuestra teóricamente, se consideraron los modelos de diferentes geometrías y propiedades. Se seleccionaron tres tipos de materiales con diferentes resistencias: alta, media y baja. Se consideraron macizos rocosos compuestos de las rocas de diabasa, mármol y esquisto con sus propiedades físicas (ver tabla 3.1) y se situó en cada uno de ellos excavación de diferente forma y geometría: circular, ovalada, cuadrada y abovedada redonda (figuras 3.2 a 3.9). Se crearon las mallas, se establecieron las condiciones de frontera, se definieron y asignaron las propiedades a los modelos, a partir de estos, se obtuvo el comportamiento de tensiones y desplazamientos de los macizos rocosos como se muestran en las figuras 3.2 a la 3.9.

Los resultados teóricos en la tabla 3.2 muestran que las tensiones máximas ocurren en la parte de la excavación con cambio brusco: para la forma abovedada y para la cuadrada ocurre en las esquinas superiores, para la circular en los laterales y para la ovalada ocurre en las esquinas inferiores. Según la forma y la fortaleza de las rocas, la diabasa que es la más fuerte posee tensión menor y el esquisto que es la más débil, tensión mayor. En todos los casos examinados, el desplazamiento máximo ocurre en los techos de las excavaciones con la diabasa de valor menor y el esquisto de valor mayor.

Tabla 3.1. Propiedades de algunos materiales (Fuente: Zhang, 2005)

Material	Densidad (kg/m³)	Mod. Elast. (MPa)	μ	Volumen (m³)	Peso encima (kgf)	Presión (MPa)
Diabasa	2700-2800	19638,13	0,27	50,094	140263,2	0,3475
Mármol	2500-2700	9474,34	0,26	50,094	135253,8	0,3350
Esquisto	1450-1550	1056,22	0,09	50,094	77645,7	0,1920

Tabla 3.2. Resultados teóricos de los modelos

Forma Tipos de rocas		Abovedada	Circular	Cuadrada	Ovalada
Diabasa	Tensiones(MPa)	1,15248	1,10125	3,26929	1,11539
	Desplazamientos(m m)	-	0,168E-03	0,485E-03	0,184E-03
Mármol	Tensiones (MPa)	2,32753	1,20259	3,31893	1,42121
	Desplazamientos(m m)	0,001316	-	0,001018	0,486E-03
Esquisto	Tensiones (MPa)	3,16812	2,27049	4,70359	2,28948
	Desplazamientos(m m)	0,010328	0,00594	0,012228	0,005188

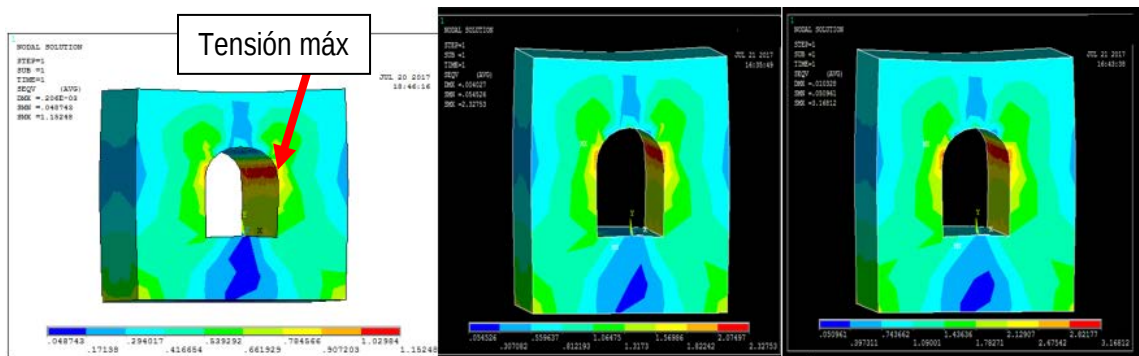


Figura 3.2. Modelos abovedados de tensión en macizos de diabasa, mármol y esquisto (Izquierda-derecha)

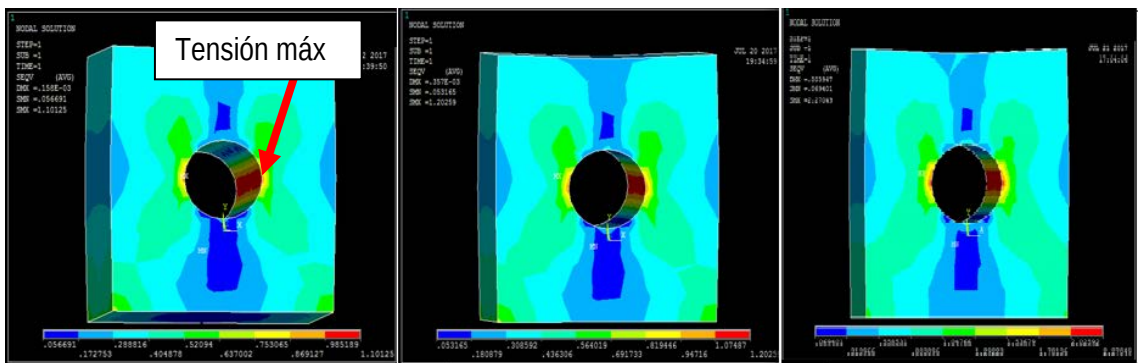


Figura 3.3. Modelos circulares de tensión en macizos de diabasa, mármol y esquisto (Izquierda-derecha)

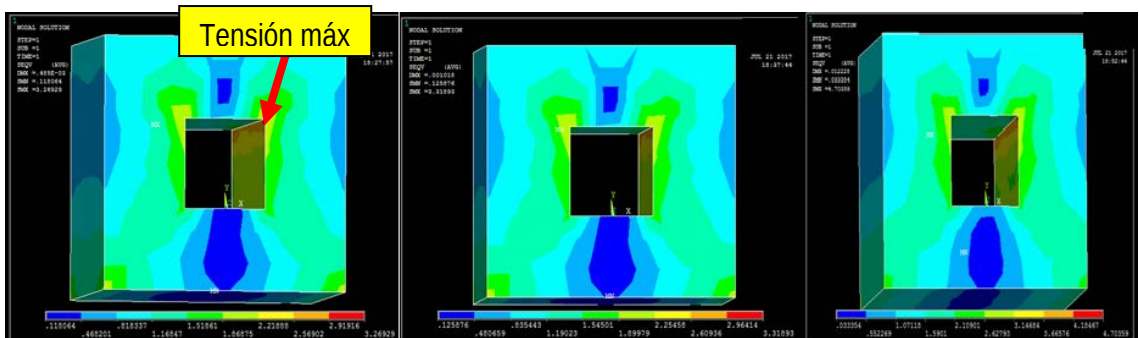


Figura 3.4 Modelos cuadrados de tensión en macizos de diabasa, mármol y esquisto (Izquierda-derecha)

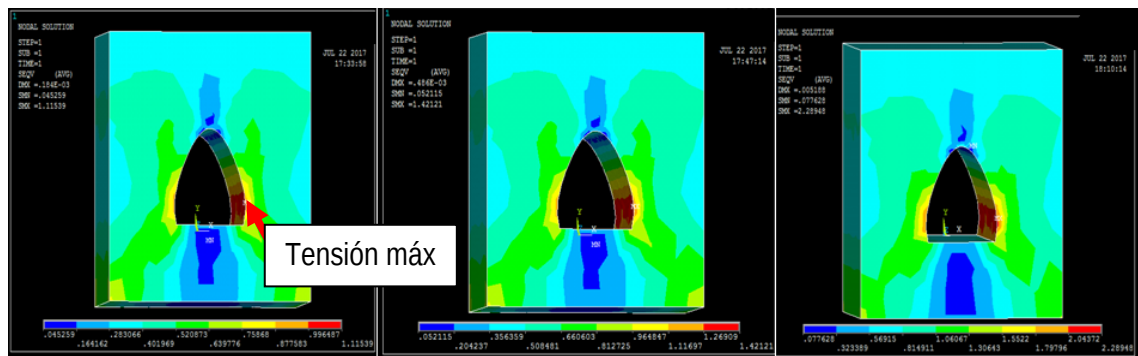


Figura 3.5. Modelos Ovalados de tensión en macizos de diabasa, mármol y esquist (Izquierda-derecha)

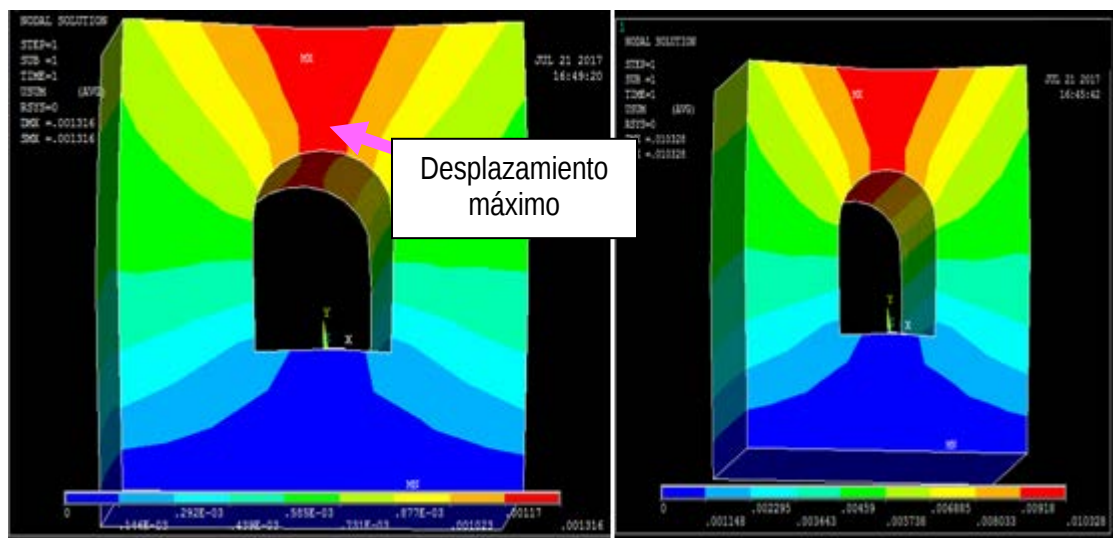


Figura 3.6 Modelos abovedados de desplazamiento en macizos de mármol y esquist (Izquierda-Derecha)

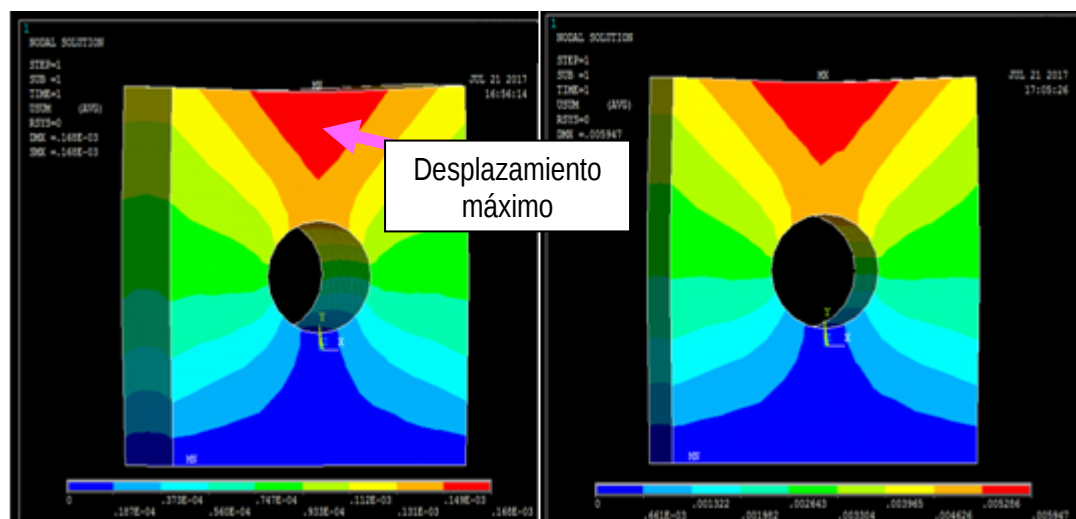


Figura 3.7. Modelos circulares de desplazamientos en macizos de diabasa y esquist (Izquierda-Derecha)

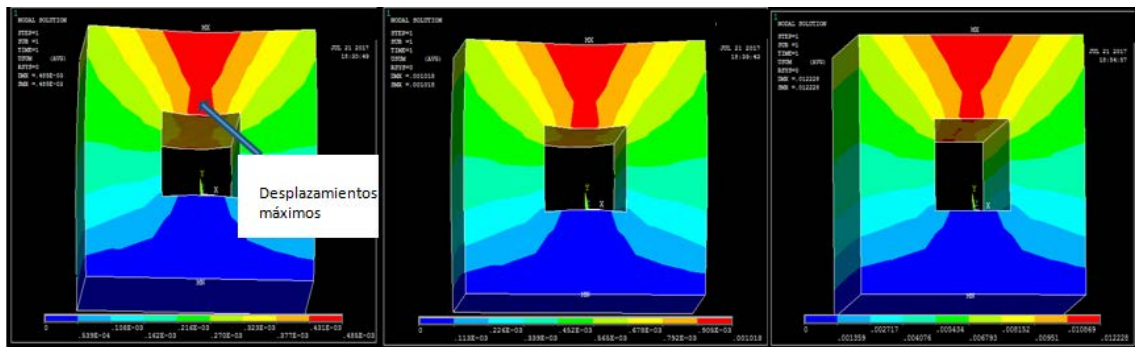


Figura 3.8 Modelos cuadrados de desplazamientos en macizos de diabasa, de mármol y esquistu (Izquierda-Derecha)

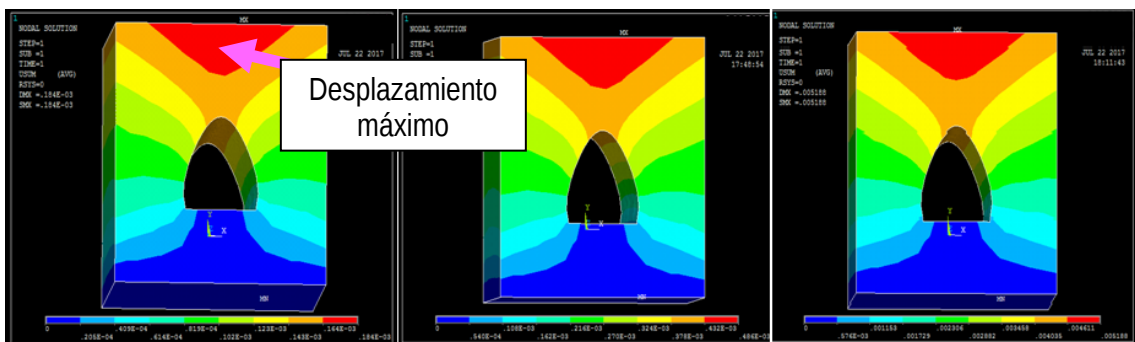


Figura 3.9. Modelos ovalados de desplazamientos en macizos de diabasa, de mármol y esquistu (Izquierda-Derecha)

III.10. Conclusiones parciales

1. Se analizan y establecen criterios geomecánicos con empleo de modelación numérica por elementos finitos que permiten definir la geometría, las propiedades, condición de fronteras, las grietas destacadas y el soporte de los modelos para la evaluación del comportamiento mecánico-estructural de macizo rocoso en la mina subterránea profunda y cercana a la superficie.
2. La evaluación teórica de estos criterios confirma: que las tensiones inducidas son mayores en las secciones del cambio brusco de la excavación; los desplazamientos mayores ocurren por el techo; y que dependen, ambos, de la forma de la obra subterránea y las propiedades del macizo rocoso.

CAPITULO IV

VALIDACIÓN DE LOS CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN MECÁNICO-ESTRUCTURAL DEL MACIZO ROCOSO

CAPITULO IV. VALIDACIÓN DE LOS CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN MECÁNICO- ESTRUCTURAL DEL MACIZO ROCOSO

IV.1. Introducción

En este capítulo se presentan los datos prácticos necesarios para describir el comportamiento del macizo en las minas subterráneas Descanso y Meloneras, frente a la existencia de grietas, la variabilidad de las propiedades mecánicas del macizo rocoso y perturbaciones debido a la ubicación de las excavaciones. Todo esto con el objetivo de emplear criterios geomecánicos con el uso de la modelación numérica por elementos finitos para crear modelos numéricos que servirán para el diseño de las excavaciones de las minas subterráneas, Descanso y Meloneras, y evaluar el estado tensional, el desplazamiento y el estado de destrucción del macizo rocoso.

Se determinaron las características de los materiales que constituyen el macizo rocoso mediante los criterios de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown generalizados (capítulo II), que permitió realizar el análisis elasto-plástico del macizo rocoso. Se presentan, en los epígrafes IV.2.1 y IV.2.2, los datos y los resultados obtenidos de la mina Descanso y su análisis en el epígrafe IV.2.3. Los del socavón de la mina Meloneras se muestran en los epígrafes IV.3.1 y IV.3.2 y su análisis en el epígrafe IV.3.3. La validación de los criterios que se establecieron, fue realizada mediante trabajos experimentales en el campo y el laboratorio (capítulo II).

IV.2 Caso de estudio de la mina subterránea Descanso

Se presentan los datos y los resultados obtenidos de la mina Descanso y su análisis en este epígrafe.

IV.2.1. Presentación de datos

Según los datos geológicos de la empresa Geominera del Centro y las observaciones de los diferentes tipos de litologías en las galerías y cruceros accesibles en los niveles tres, cuatro y subnivel cuatro, para este estudio, se eligió la zona de la galería de transporte y la del crucero, zona afectada por las fallas con mayor intensidad. Según el diseño experimental descrito en el capítulo II, se tomaron las muestras de sondeo de las rocas de serpentinita masiva y gabro y se determinaron las propiedades físico-mecánicas de las rocas intactas en la empresa Geominera del Centro, Santa Clara, y en las empresas de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos de Holguín y Santa Clara, Cuba. Los valores promedios estadísticos de la resistencia a compresión uniaxial (R_c) y a tracción (R_t) se muestran en las tablas 2.3 y 2.4 y tablas 2 a 5 del anexo I. Los valores estimados del ángulo de fricción interna y la cohesión de las rocas intactas, obtenidos mediante el gráfico del círculo de Mohr de la roca serpentinita masiva y gabro de la mina, Descanso se muestra en las figuras 2.6 y 2.7 y tabla 4.2. Los valores del módulo de Young de las rocas intactas obtenidos del laboratorio, están mostrados en la tabla 4.2 (tabla 5 del anexo I) y el coeficiente de Poisson fue estimado de la tabla de AASHTO, 1989 (Zhang, 2005), (tabla 4 del anexo III).

Algunos datos fueron tomados durante el laboreo de la galería, después de haber terminado el saneamiento del frente. Para ello se midió el área de la zona de estudio, se estimó el ancho de la vetilla de gabro, cuando está expuesta; antes de comenzar el próximo ciclo de trabajo, se

observaron las discontinuidades destacadas que se encuentran en el frente de laboreo de la galería o crucero. A continuación se tomaron las medidas de sus rumbos y los ángulos de buzamiento. Por último se realizaron el levantamiento topográfico de la sección transversal o volumen de la galería o del crucero a estudiar (figura 4.1; tablas 1 a 5 anexo IV). Así, con estos valores se configuraron los modelos de las zonas A, B y C (figura 2.3) después de incluir la geometría estimada de cada material de serpentinita masiva, de gabro, de contacto entre serpentinita masiva y gabro, y de las grietas destacadas. Los datos correspondientes a la parte interior del macizo rocoso, lejana, al contorno de la excavación y crucero fueron estimados mediante el sondeo de exploración y los afloramientos observados de galerías y niveles aledaños para poder establecer la continuidad de las grietas, contactos y vetillas de gabro de forma apropiada.

El valor del Índice de la resistencia geológica (GSI), se obtuvo por el método de caracterización de Hoek-Brown, modificado por Sonméz y Ulusay (1999, 2002) que fue descrito y determinado en el capítulo II. Para cada zona de estudio, se obtuvieron los valores ponderados de GSI (tabla 4.2; cuadro 1 del anexo III).

El factor de perturbación (D), toma valores entre 0 y 1 según el cuadro de Hoek (2007), (cuadro 3 del anexo III), para este estudio, D toma el valor 0,7 según la influencia de la perturbación por voladura. Se tomó el valor de m_i de la tabla de Hoek (2007) (tabla 2 del anexo III) que es igual a 30 para el gabro y 21 para la serpentinita masiva (tabla 4.2). Luego, los siguientes valores del macizo rocoso: m_b , s, a, la cohesión, el ángulo de fricción, la resistencia global, la resistencia de compresión uniaxial, el esfuerzo tangencial y el módulo de deformación se determinaron por medio del programa Roclab(2002). El ángulo que se forma entre σ_1 y eje X, fue determinado por el método de proyección estereográfica (Philip, 1975, Gzowski, 1975) y los valores se muestran en la tabla 4.3 y figuras 1 a 4 del anexo V.

Tabla 4.1. Datos de las coordenadas, las dimensiones de la frontera de excavación y modelo A (ver tablas 1 a 5 del anexo IV para el resto de las coordenadas)

Puntos	Coordenadas de la excavación			Coordenadas de la frontera		
	X	Y	Z	X	Y	Z
1a	628188	274127	92	628185	274129,2	89,62
1b	628188	274127	93,8	628185	274129,2	96,18
2a	628188	274124,8	92	628185	274120,8	89,62
2b	628188	274124,8	93,8	628185	274120,8	96,18
3a	628191	274125	92	628194	274122,8	89,62
3b	628191	274125	93,8	628194	274122,8	96,18
4a	628191	274127	92	628194	274129,2	89,62
4b	628191	274127	93,8	628194	274129,2	96,18
Dimensiones del modelo(mm)						
Parámetros	Excavación	Frontera				
Longitud (mm)	3000	3000				
Ancho (mm)	2200	6600				
Altura (mm)	1800	7140				
Radio de arco (mm)	580					

Tabla 4.2. Parámetros y propiedades físico-mecánicas de las rocas intactas, de la mina Descanso

Parámetros	Modelo -A		Modelo-B	Modelo-C	
	Serpentinita masiva	Gabro	Serpentinita masiva	Serpentinita masiva	Gabro
GSI	62,5	52,5	62,5	62,5	62,5
m_i	21	30	21	21	30
D	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
σ_{ci} (MPa)	38,66	89,14	38,66	38,66	89,14
Módulo de Young (MPa)	1408,29	2014,84	1408,29	1408,29	2014,84
Coefficiente de Poisson	0,12	0,18	0,12	0,12	0,18
Cohesión MPa.	6,88	18,44	6,88	6,88	18,44
Ángulo de fricción	48	41	48	48	41
Peso volumétrico (t/m³)	2,80	3,00	2,80	2,80	3,00

Tabla 4.3. Parámetros y propiedades físico-mecánicas del macizo rocoso, mina Descanso

Parámetros	Modelo - A		Modelo-B	Modelo-C	
	Serpentinita masiva	Gabro	Serpentinita masiva	Serpentinita masiva	Gabro
m_b	2,675	2,206	2,675	2,675	3,822
s	0,004	0,001	0,004	0,004	0,004
a	0,502	0,505	0,502	0,502	0,502
Cohesión, MPa.	2,250	4,750	2,250	2,250	5,768
Ángulo de fricción interna (°)	34,50	32,90	34,50	34,50	37,59
Peso volumétrico (MN/m³)	0,0275	0,0294	0,0275	0,0275	0,0294
Tens.prin. mayor(σ_{v1}) KPa	2,5	2,61	2,5	2,5	2,61
Tens. Prin. Menor(σ_{h3}) KPa	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2
Angulo entre σ_{v1} y eje. x	48	48	48	60	60
Resistencia a tensión, MPa	0,063	0,041	0,063	0,063	0,102
Resistencia a compresión uniaxial, MPa	2,521	2,759	2,521	2,521	5,812
Resistencia global, MPa	8,554	17,459	8,554	8,554	23,435
Módulo de deformación MPa	8299,35	7086,79	8299,35	8299,35	12602,30

Tabla 4.4. Parámetros para modelar las discontinuidades destacadas de la mina Descanso

Parámetros	Modelo - A		Modelo-B	Modelo-C	
	Serpentinita masiva	Gabro	Serpentinita masiva	Serpentinita masiva	Gabro
Distancia entre grietas(m)	0,31	0,34	0,31	0,31	0,49
Rigidez normal (MPa/m)	5650	6341,41	5650	6281,52	5111,56
Rigidez cortante (MPa/m)	2522,31	2687,05	2522,31	2804,24	2165,93
K_n Ponderada (MPa/m)	5995,71		***	5696,54	
K_s Ponderada (MPa/m)	2604,68		***	2485,09	

Tabla 4.5. Valores de las tensiones críticas alrededor de la excavación de la mina Descanso

Obras	Tipo de rocas	Tensión crítica, P_{cr} (MPa)
Galería	Serpentinita masiva	7,94
	Gabro	4,80
crucero	Serpentinita masiva	0,40
	Gabro	3,26

Se estimaron la rigidez normal (K_n) y la rigidez de cortante (K_s) de las discontinuidades destacadas mediante el módulo de deformación del macizo rocoso (E_m), el módulo de la roca intacta (E_i) y el espacio promedio entre grietas (L), empleando ecuaciones 3.8 y 3.9, y los valores se muestran en la tabla 4.4. Se crearon los modelos mediante el programa de computación que se emplea para resolver los problemas de elementos finitos. En primer lugar, se utilizaron los valores de las coordenadas (X, Y, Z) para dibujar el contorno de la excavación y del crucero de las zonas A, B y C (figura 2.3; tablas 1 a 5 del anexo IV). Se demarcó la frontera externa que se toma generalmente 3 veces el radio de la excavación (Hudson y Harrison, 2000, Hoek, 2007), correspondiente a la zona de influencia de la excavación, donde $k = 1$, también se estableció, según la zona, los contornos de la roca serpentinita masiva, gabro, grietas, contactos y soportes. Además, se definió el espesor del soporte al considerar los materiales del mismo (tabla 4.6) y las tensiones críticas alrededor de la excavación (tabla 4.5).

Después, se prosiguió para crear la malla y para esta se seleccionó el tipo de malla, que es de gradación en este caso de estudio, se discretizaron los bordes de los modelos, y se generó la malla y fue necesario revisar su calidad, si es pobre o no, para reajustarla hasta que tuviera un mallado satisfactorio. Luego, se cargó el modelo con la tensión *in-situ* inicial, se definió su litología, las grietas y el tipo de soporte y se asignaron las propiedades de cada uno. Finalmente se corrió el programa y si convergiera, se comenzaría a analizar el modelo con el programa '*Interpret*' de Phase2V6, para el caso bidimensional y otro programa del MEF para modelos tridimensionales. Si la modelación no arroja los resultados esperados, existen posibilidades de chequear y reajustar iterativamente hasta obtener la solución óptima.

Tabla 4.6. Valores de las propiedades de los materiales de soporte para la mina Descanso

Parámetros	Modelo - A	Modelo-B	Modelo-C
Mod. de Young, ancla, MPa	19995,5	20000	20000
Capacidad Tensional, ancla	0,103994 MN	0,1MN	0,1MN
Diametro de ancla, mm	25	25	25
Mod de Young, hormigón lanzado	30000	30000	30000
Coef. de Poisson, hormigón lanzado	0,2	0,2	0,2
Grosor, m	0,1	0,1	0,1

IV.2.2. Presentación de los resultados de los modelos de la mina Descanso

IV.2.2.1. Modelo A

Las componentes del modelo A (figura 4.1) son: la galería, la serpentinita masiva que es el cuerpo de roca principal que rodea el macizo rocoso, la vetilla de gabro, dos grietas destacadas, el contacto entre serpentinita y gabro y la fortificación de anclas y hormigón lanzado. En las figuras de la 4.2 a la 4.5 se muestran, respectivamente, en 2D los contornos y gráficos de la tensión principales mayor (σ_1), del factor de resistencia, del desplazamiento y la deformación con el gráfico de convergencia de la solución del modelo. Para el modelo sin soporte, se registran 0,33 MPa en las esquina derecha inferior y 0,01 MPa en la de derecha superior, como valores máximo y mínimo de la tensión principal mayor; el valor de desplazamiento máximo es 0,26 mm, en el lado derecho del modelo y el mínimo es 0,08 mm en el lado izquierdo; el valor máximo del factor de resistencia es 6,00 en el lado derecho del techo mientras su valor mínimo es 1,83 en las esquinas derecha inferior e izquierda superior; las deformaciones ocurren del techo hacia abajo y de ambos lados corren hacia adentro; y no se observa ninguna zona de destrucción en el contorno del modelo.

En el modelo A con soporte de ancla y hormigón lanzado, el valor máximo y mínimo de la tensión principal mayor es, 0,99 Mpa en la esquina derecha inferior y 0,05 MPa en la de derecha superior respectivamente. Los desplazamientos máximo y mínimo son 0,84 mm en el lado derecho y 0,32

mm en el lado izquierdo. El factor de resistencia posee el valor máximo de 6,00 en lado derecho superior donde se encuentra la veta de gablo y el valor mínimo de 1,30 en las esquinas derecha inferior e izquierda superior; el modelo se deforma desde el techo hacia abajo y sus lados hacia adentro. Se observa la zona de destrucción en el techo al lado derecho. El número de la malla es de 1573 elementos finitos y 991 nodos, solo tres de estos elementos finitos son de mala calidad debido a que posee un ángulo interior máximo mayor de 120° .

La deformación de la galería es $0,002 \text{ m}^2$. Las propiedades del hormigón lanzado son: material elástico de grosor 0,1 m, con módulo de Young 30000 MPa y coeficiente de Poisson 0,2 y las de las anclas, son: diámetro 25 mm, módulo de Young 19995,5 MPa, capacidad tensional 0,103994 MN y capacidad de tensión residual 0,032662 MN. La figura 4.6 muestra el modelo A en 3D y da resultados de tensión máxima de 1,7 MPa en el techo, en la sección de cambio brusco y el desplazamiento máximo de 1,205 mm en el techo.

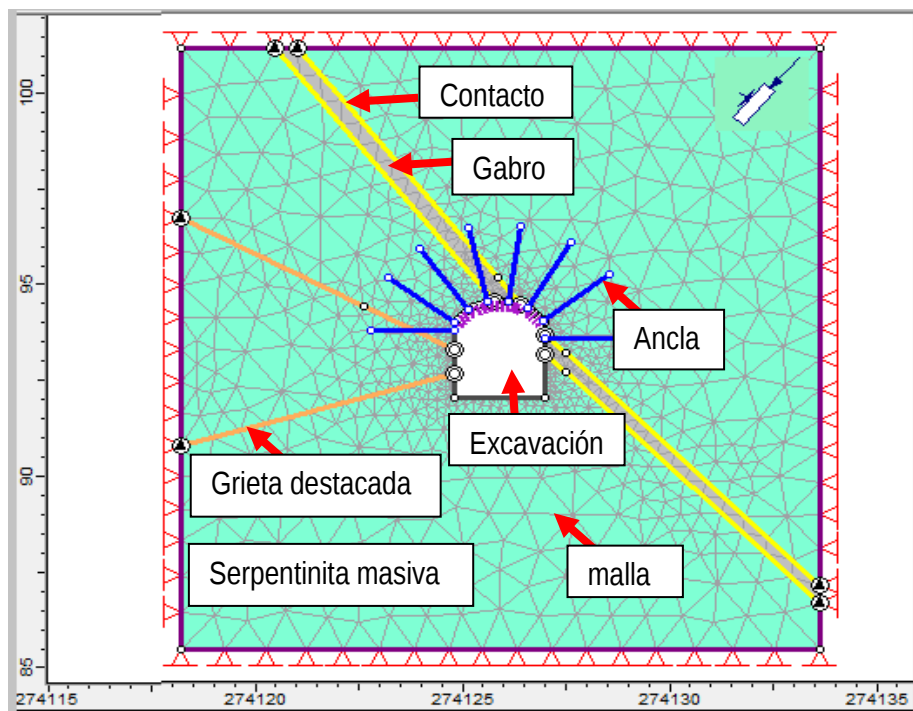


Figura 4.1. Modelo A, mina Descanso.

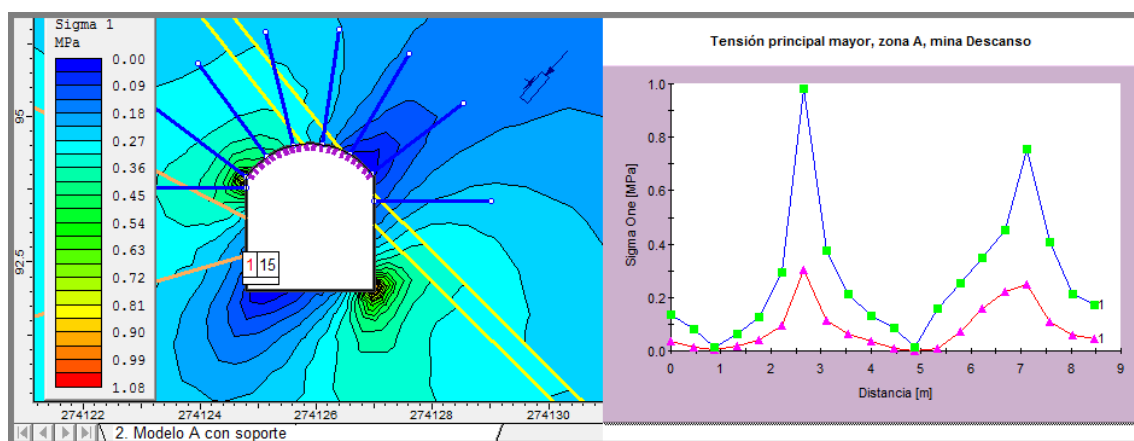


Figura 4.2. Contorno y gráfico de la tensión principal mayor (σ_1) del modelo A

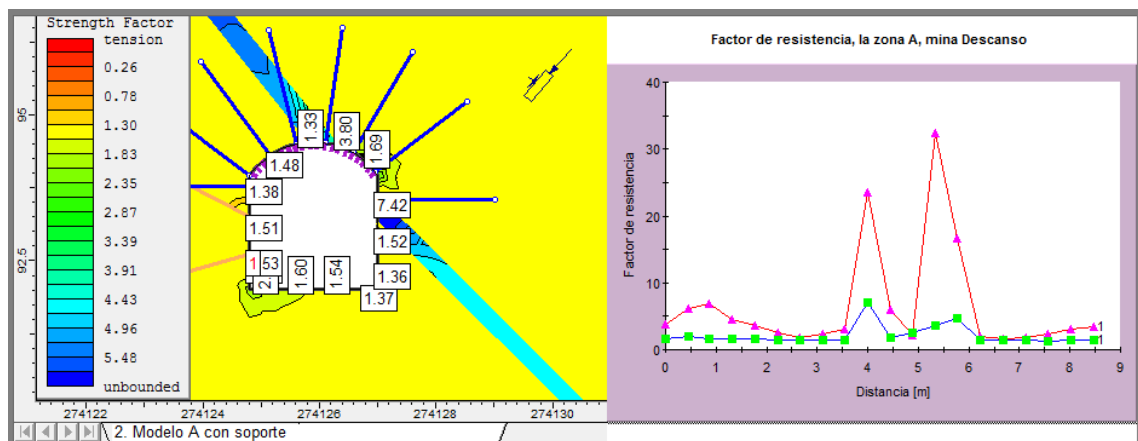


Figura 4.3. Contorno y gráfico del factor de resistencia del modelo A

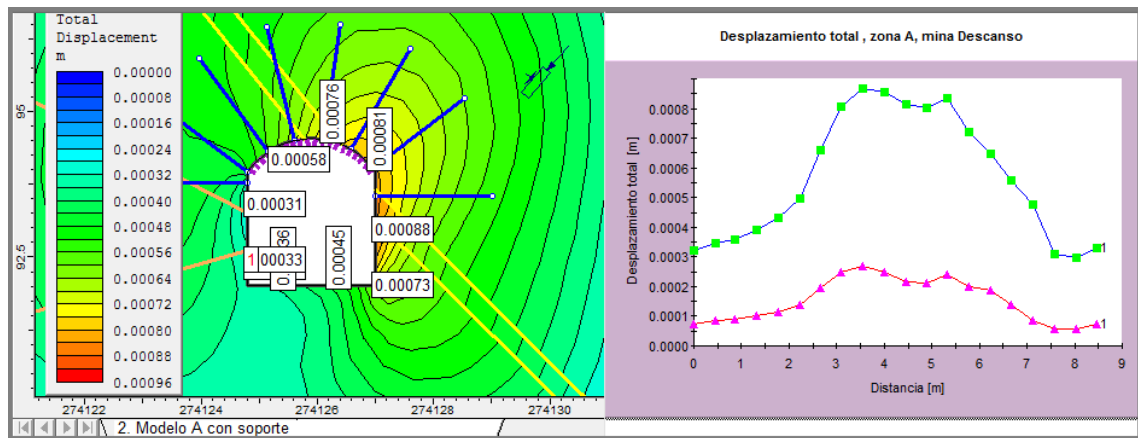


Figura 4.4. Contorno y gráfico de desplazamiento del modelo A

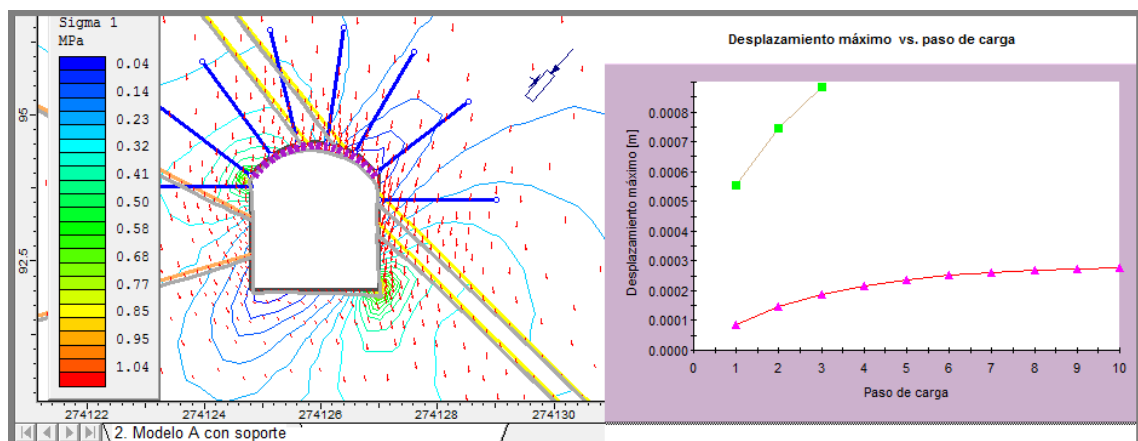


Figura 4.5. Contorno de deformación y gráfico de convergencia del modelo A

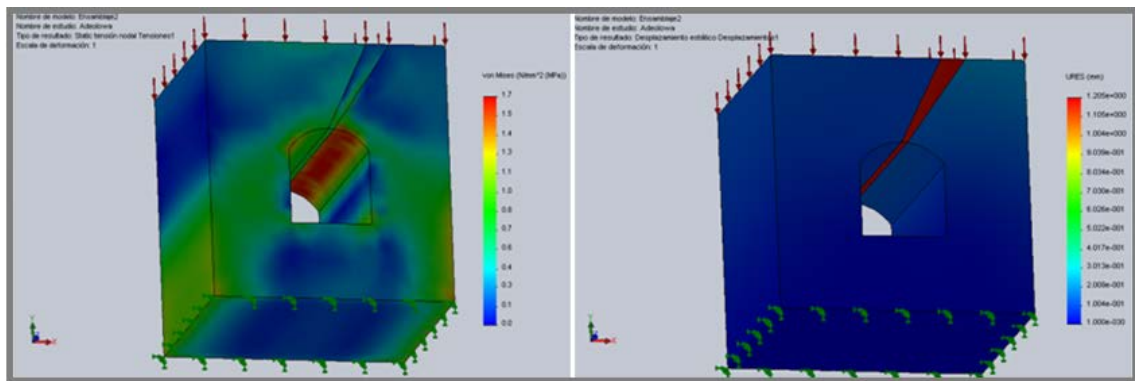


Figura 4.6. Contorno en 3D de tensión y desplazamiento de modelo A

IV.2.2.2. Modelo B

Por otra parte, el modelo B (figura 4.7) comprende a la galería, la serpentinita masiva, tres grietas destacadas, anclas y hormigón lanzado. La malla del modelo es del tipo gradado, posee 1485 elementos finitos y 912 nodos de tipo triangular. Solo 0,3% de estos elementos finitos son de mala calidad debido a que poseen ángulos interiores máximos mayores de 120° . La deformación de la galería es $0,001 \text{ m}^2$. Las propiedades del hormigón lanzado utilizado son: material elástico de grosor $0,1 \text{ m}$, módulo de Young 30000 MPa y el coeficiente de Poisson $0,2$. Las de las anclas son: diámetro 25 mm , módulo de Young 20000 MPa y la capacidad tensional de $0,1 \text{ MN}$. Las figuras 4.8 a 4.11 muestran los contornos y gráficos de la tensión principal mayor (σ_1), del factor de resistencia, de desplazamiento y deformación con el gráfico de convergencia de la solución del modelo B respectivamente.

Para el modelo sin soporte se registran $0,31 \text{ MPa}$ en la esquina derecha inferior y $0,01 \text{ MPa}$ en las esquinas derecha superior e inferior, como valores máximo y mínimo de la tensión principal mayor. El valor de desplazamiento máximo es $0,32 \text{ mm}$ en la esquina derecha superior del modelo B y el mínimo es $0,09 \text{ mm}$ en la de izquierda superior. El valor máximo del factor de resistencia es $6,00$ en la esquina derecha superior e izquierda inferior y su valor mínimo es $1,83$ en la esquina inferior; el

modelo se deforma del techo hacia abajo y ambos lados de los laterales se corren hacia la derecha y no se observa ninguna zona de destrucción en el contorno del modelo.

En el modelo B con soporte de ancla y hormigón lanzado, los valores máximo y mínimo de la tensión principal mayor son , respectivamente, 0,96 MPa en la esquina derecha inferior y 0,04 MPa en la de izquierda inferior; los desplazamientos máximo y mínimo son 0,95 mm en la esquina derecha superior y 0,41 mm en la izquierda inferior; el factor de resistencia posee el valor máximo de 6,00 en la esquina izquierda inferior y el valor mínimo de 1,30 en el lado izquierdo superior; el modelo se deforma desde el techo hacia abajo y sus lados de la izquierda hacia la derecha; se observa la zona de destrucción en la esquina izquierda superior, y también, en el techo al lado derecho.

La figura 4.12 muestra el contorno de la tensión principal mayor y el desplazamiento del modelo 3D del frente de laboreo de la excavación. La tensión máxima, en la región cercana al frente, tiene el valor igual a 1,487 MPa en las esquinas superiores de los lados izquierdo y derecho y el desplazamiento máximo es igual a 0,394 mm en las esquinas superiores, mientras que en el mismo frente, la máxima es 1,001 MPa y el desplazamiento máximo es igual a 0,312 mm.

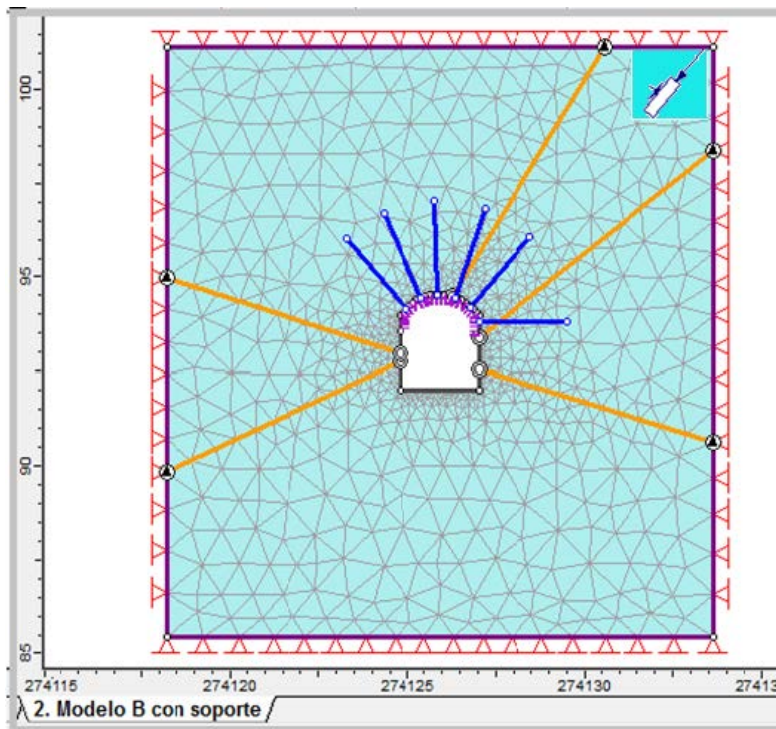


Figura 4.7. Modelo B, mina Descanso

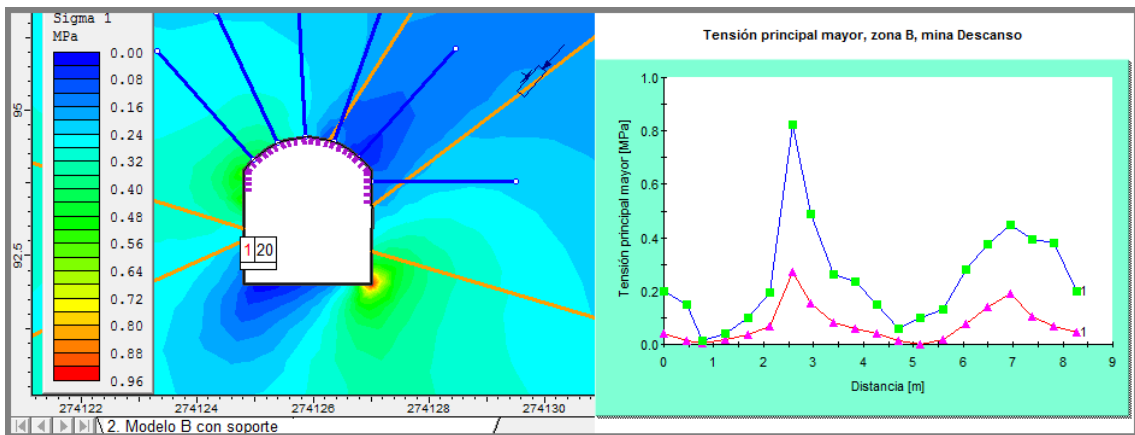


Figura 4.8. Contorno y gráfico de la tensión principal mayor (σ_1) del modelo B

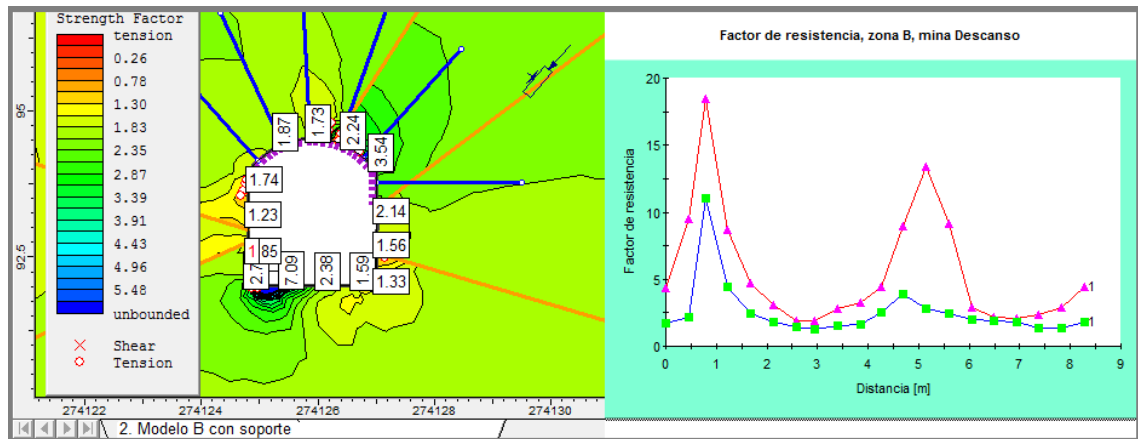


Figura 4.9. Contorno y gráfico del factor de resistencia del modelo B

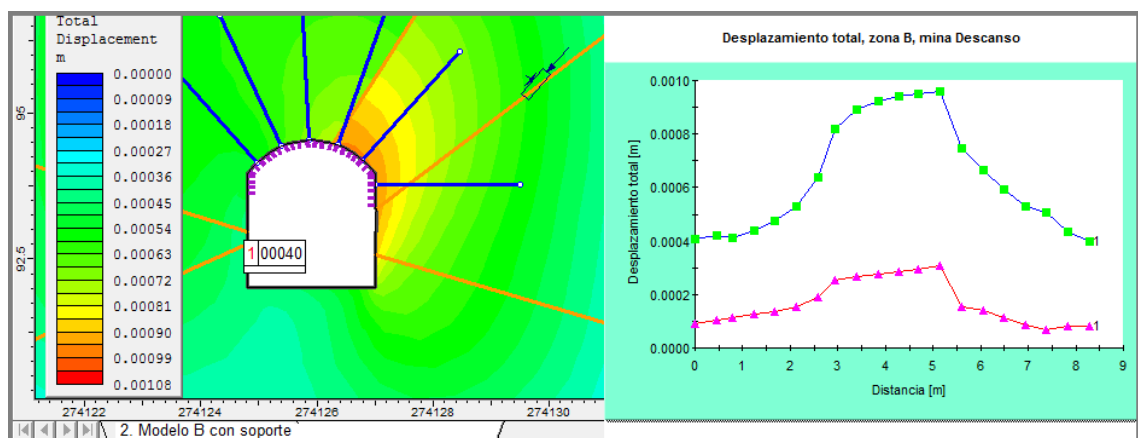


Figura 4.10. Contorno y gráfico de desplazamiento del modelo B

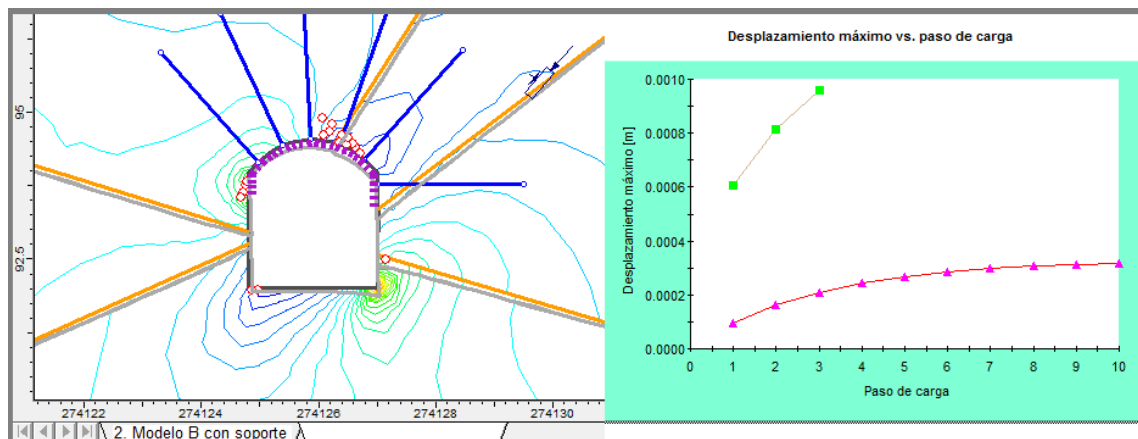


Figura 4.11. Contorno de deformación y gráfico de convergencia del modelo B

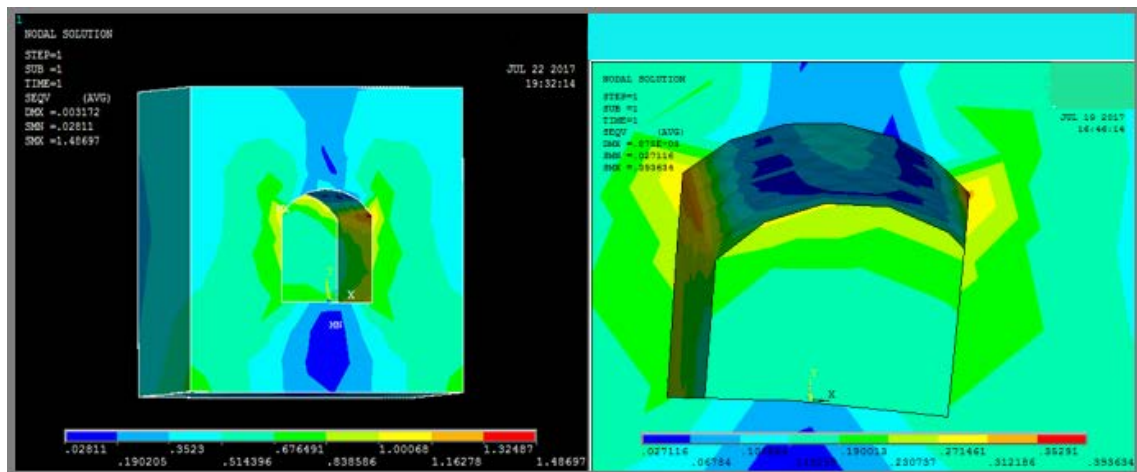


Figura 4.12. Contorno de tensión y desplazamiento en la final de la excavación, mina Descanso

IV.2.2.3. Modelo C

Por último, el modelo C (figura 4.13) está compuesto por cruceros 1 y 2, serpentinita masiva como cuerpo de roca principal, veta de gabro, tres grietas destacadas, contactos entre serpentinita masiva y gabro, anclas y hormigón lanzado como materiales de soporte. La malla del modelo es del tipo clasificado, posee 950 elementos finitos y 599 nodos tipo triangular de tres nodos, solo tres de estos elementos finitos son de mala calidad debido a que posee una proporción de longitud mayor de 10. Se deformó la galería de 0,01 m². Las propiedades del hormigón lanzado son: material elástico de grosor 0,1 m, módulo de Young 30000 MPa y coeficiente de Poisson 0,2 y las de las anclas son: diámetro 25 mm, módulo de Young 20000MPa capacidad tensional 0,1MN. Las figuras 4.14 a 4.17 muestran los contornos y gráficos de tensión principal mayor (σ_1), de factor de resistencia, desplazamiento y deformación con gráfico de convergencia de solución del modelo C respectivamente.

Para el modelo sin soporte se registran la tensión máxima de 0,22 MPa y 0,26 MPa en las esquina derecha inferior del crucero 1 y 2 respectivamente, y la mínima de 0,01 MPa, en ambos cruceros, en

sus esquinas derecha superior e inferior. El valor de desplazamiento máximo del crucero 1 es 0,20 mm y el de 2 es 0,26 mm, ambos, en el techo, y el mínimo de los cruceros 1 es 0,05 mm y el de 2 es 0,09 mm, ambos en la esquina izquierda inferior. El valor máximo del factor de resistencia es 6,00 en el techo y el piso de los cruceros 1 y 2, mientras que en las esquinas derecha inferior e izquierda superior su valor mínimo es 1,83. Las deformaciones ocurren del techo hacia abajo y los lados corren de la izquierda a la derecha; se observa zonas de destrucción en el techo (parte derecha) y el piso (parte izquierda) del crucero 1 y para crucero 2, solo, en techo (parte derecha).

En el modelo C con soporte de ancla y hormigón lanzado, se registran la tensión máxima de 0,77 MPa y 0,81 MPa en las esquina derecha inferior del crucero 1 y 2 respectivamente y la mínima de 0,04 MPa en el crucero 1 y 0,07 MPa en el 2, en las esquinas derecha superior e inferior de ambos; el valor de desplazamiento máximo del crucero 1 es 0,76 mm y el de 2 es 0,88 mm, ambos, en el techo, y el mínimo del crucero 1 es 0,28 mm y el de 2 es 0,32 mm, ambos en la esquina izquierda inferior; el valor máximo del factor de resistencia es 6,00 en el piso de los cruceros 1 y 2, y su valor mínimo es 1,30 en los lados. Las deformaciones ocurren del techo hacia abajo y los lados corren de la izquierda a la derecha; se observan zonas de destrucción en el techo y piso de ambos cruceros en la parte izquierda. La figura 4.18 muestra las interacciones de tensión mayor principal de valor 1,815 Mpa en los pisos y lados de los cruceros 1 y 2.

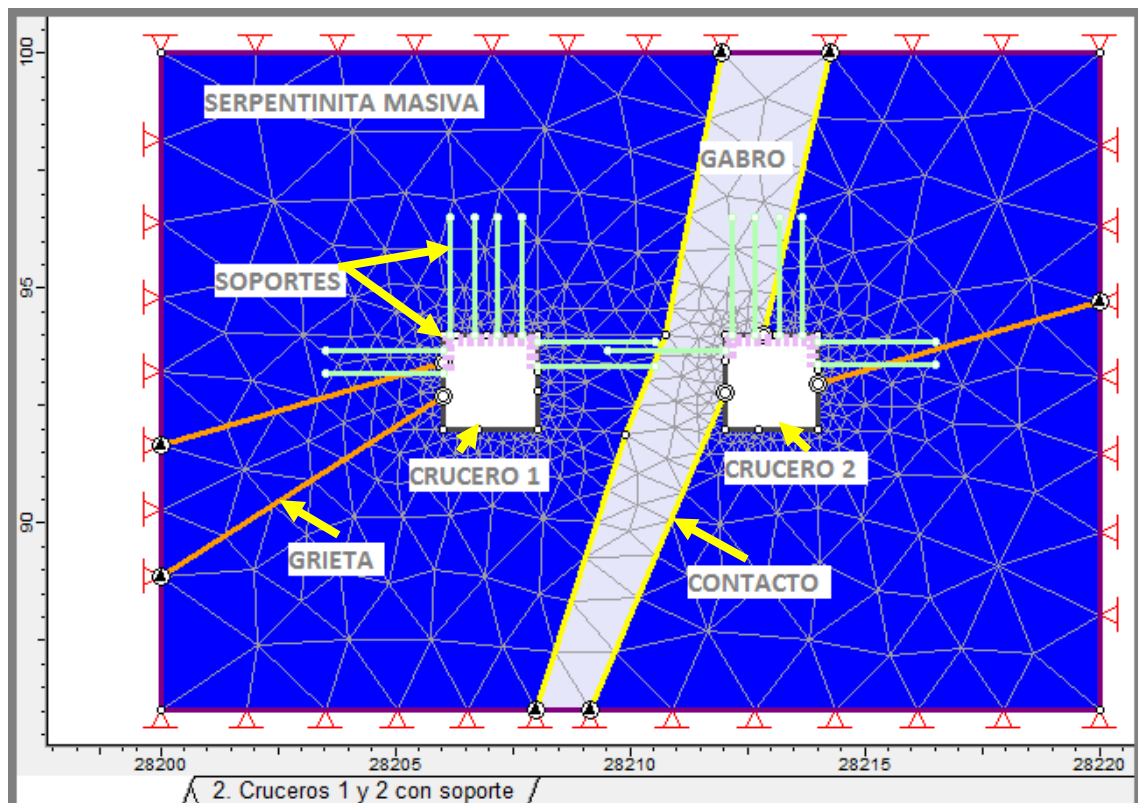


Figura 4.13. Modelo C, mina Descanso

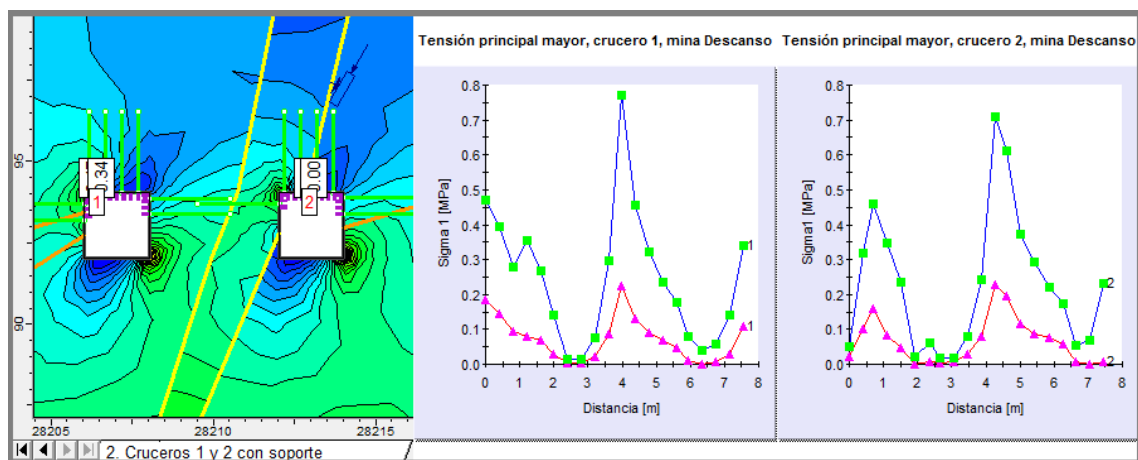


Figura 4.14. Contorno y gráfico de la tensión principal mayor (σ_1) del modelo C

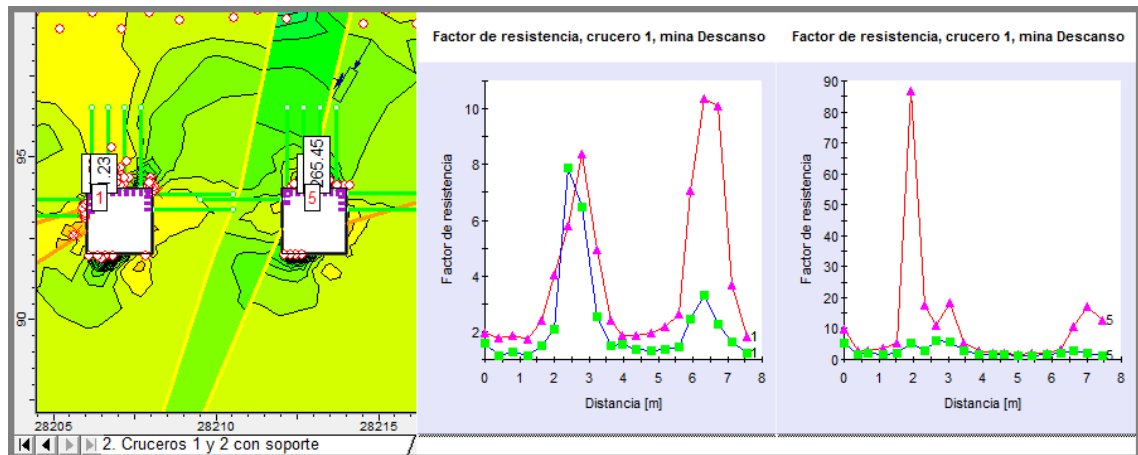


Figura 4.15. Contorno y gráfico del factor de resistencia del modelo C

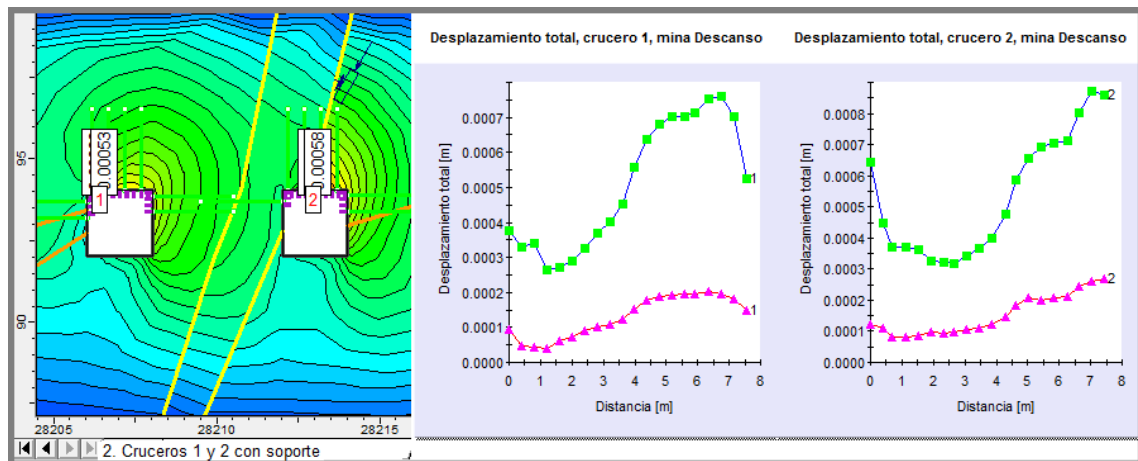


Figura 4.16. Contorno y gráfico de desplazamiento del modelo C

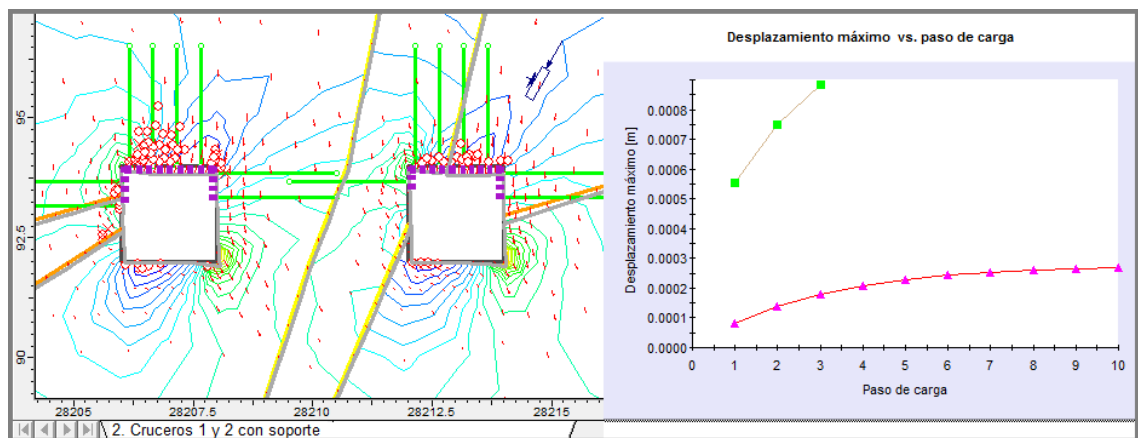


Figura 4.17. Contorno de deformación y gráfico de convergencia del modelo C

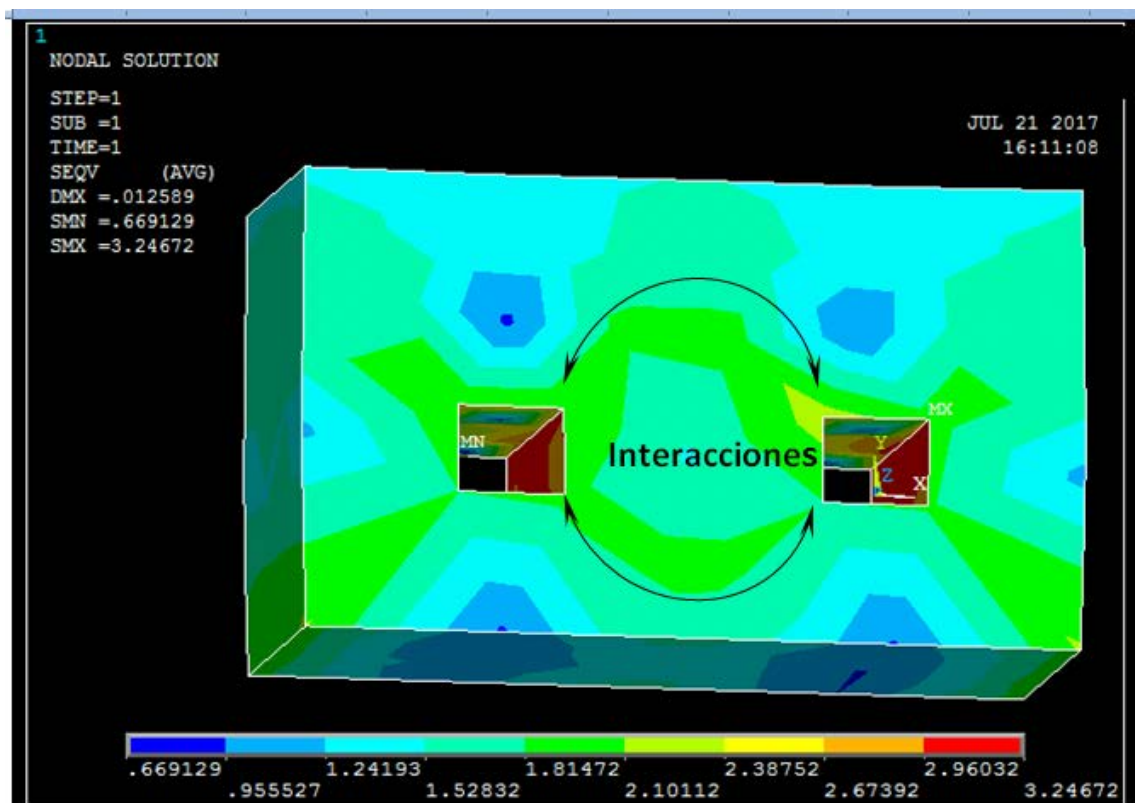


Figura 4.18. Contorno 3D de las interacciones entre cruceros 1 y 2, modelo C, mina Descanso

Tabla 4.7. Resumen de los resultados de los modelos, mina Descanso

Tipo de obras	Parámetros	Modelo A	Modelo B	Modelo C	
				Crucero 1	Crucero 2
Excavación sin soporte	Tensión maxima (MPa)	0,33 (DI)	0,31 (DI)	0,22 (DI)	0,26 (DI)
	Tensión mínimo (MPa)	0,01 (DS)	0,01 (DS y DI)	0,01 (DI)	0,01 (DI)
	Desplazamiento máximo (mm)	0,26 (LD)	0,32 (DS)	0,20 (T)	0,26 (TLI)
	Desplazamiento mínimo (mm)	0,08 (LI)	0,09 (IS)	0,05 (II)	0,09 (II)
	Factor de Resistencia máximo	6,00 (TLDS)	6,00 (DS y II)	6,00 (T y P)	6,00 (T y P)
	Factor de Resistencia mínimo	1,83 (DI y IS)	1,83 (DI)	1,83 (DI, IS)	1,83 (DI)
	Deformación (m²)	0.002 (THA y LHAd)	0.001 (THA y LIHD)	0.01 (THA y LIHD)	0.01 (THA y LIHD)
	Zona de destrucción	No existe	No existe	TLD y PLI	TLD
	Tensión máxima en 3D (muy lejana al frente de excavación, MPa)	1,7	3,001	4,425	...
	Tensión máxima (cercana al frente de excavación, MPa)	...	1,487	...	...
	Tensión maxima (en el frente de excavación, MPa)	...	1,001		
	Desplazamiento máximo, muy lejano al frente, mm)	1,205	5,696	8,713	...
	Desplazamiento máximo, cercano al frente, mm)	...	0,394	...	...
	Desplazamiento máximo, en el frente, mm)	...	0,312	...	...
Excavación con soporte	Tensión maxima (MPa)	0,99 (DI)	0,96 (DI)	0,77 (DI)	0,81 (DI)
	Tensión mínimo (MPa)	0,05 (DS)	0,04 (II)	0,04 (DS,DI)	0,07 (DS, II)
	Desplazamiento máximo (mm)	0,84 (LD)	0,95 (DS)	0,76 (T)	0,88 (T)
	Desplazamiento mínimo (mm)	0,32 (LI)	0,41 (II)	0,28 (II)	0,32 (II)
	Factor de Resistencia máximo	6,00 (TLDS)	6,00 (II)	6,00 (P)	6,00 (P)
	Factor de Resistencia mínimo	1,30 (DI y IS)	1,30 (IS)	1,30 (L)	1,30 (L)
	Deformación	THA y LHAd	THA y LIHD	THA y LIHD	THA y LIHD
	Zona de destrucción	TD	IS y TD	T y PLI	T y PLI

NOTA: DI – esquina derecha inferior; DS – esquina derecha superior; LD – lado derecho; T – techo; P – piso; L – lado; TLI – techo a lado izquierdo; LI – lado izquierdo; IS – esquina izquierda superior; II – esquina izquierda inferior; TLDS – techo, lado derecho superior; THA – techo hacia abajo; LHAd – lados hacia adentro; LIHD – lado izquierdo hacia derecha; TD – techo al derecho; PLI – piso al lado izquierdo; TLD – techo a lado derecho.

IV.2.3. Análisis de los resultados de la mina Descanso

En las zonas A, B y C estudiados, los modelos sin soporte demuestran que la tensión principal mayor máxima tiene valores entre 0,22 MPa y 0,33 MPa y para los de soporte de anclas y hormigón lanzado está en el rango de 0,77 MPa a 0,99 MPa (figuras 4.2, 4.8 y 4.14), las cuales son más altas, debido a la ubicación de los barrenos y las anclas en el macizo. Este resultado, aunque no se corresponde a lo que se esperaba, pero por la competencia de la roca serpentinita masiva y gabro junto con los contactos sanados no fue así. Generalmente, se observa que las tensiones ocurren en las secciones de cambio brusco de los modelos analizados.

En las investigaciones científicas (Hudson, 2000), se ha comprobado que las secciones agudas siempre son reservas de concentración de tensiones, debido a que los pequeños esfuerzos inducidos por las actividades mineras y de gravedad o esfuerzos inherentes de las fuerzas internas del macizo rocoso provocan pequeña rotación entre las interfaces de los bloques; estos esfuerzos se concentran en las esquinas o vértices de los bloques desarrollando alta tensión local y provocan una ruptura progresiva que consecuentemente resulta en la pérdida de integridad en los macizos que rodean las excavaciones. También se observa que la orientación de la tensión principal mayor ejerce gran influencia sobre sus contornos (figura 4.2, 4.8 y 4.14).

El factor de resistencia que es la proporción entre la resistencia de roca y la tensión inducida, que es también la medida que cuantifica el nivel de seguridad del macizo, cuando la tensión inducida es mayor que la resistencia de la roca, el macizo se derrumba. En los modelos creados, su valor máximo es 6 y el valor mínimo es 1,83 para modelos sin soporte y 1,30 para los que son soportados (figuras 4.3, 4.9 y 4.15). Cuanto mayor sea este factor mejor será la estabilidad de los macizos rocosos, por ende, es evidente que los modelos sin soporte son estables y no es necesario un gasto

extra de soporte, pero se puede utilizar el soporte de madera con tablas para prevenir la caída de pedazos de rocas en los lugares sospechosos. Esta investigación confirma la práctica minera que se ha empleado en la mina, Descanso.

Los valores del desplazamiento máximo de los modelos sin soporte están entre 0,20 mm y 0,32 mm y los de soporte, de 0,76 mm a 0,95 mm (figuras 4.4, 4.10 y 4.16) y son observados en la parte del techo, la esquina y el lado de los modelos. Aunque estos desplazamientos son pequeños, pero su estudio sirve para saber de qué lugar ocurrirían las tensiones y desplazamientos para proporcionar solución adecuada. También, las deformaciones son pequeñas de valores 0,001 a 0,01 m² y se manifiestan del techo hacia abajo en todos los modelos, de los lados hacia adentro de la excavación en el modelo A (figura 4.5) y de la izquierda a la derecha de los otros (figuras 4.11 y 4.17).

La zona de destrucción no ocurre en los modelos sin soporte A y B de forma abovedada (tabla 4.7), mientras que ocurre en algunas partes de los techos y pisos de los cruceros del modelo C (figura 4.17) que es de forma cuadrada. En todos los modelos con soporte (figuras 4.3, 4.11 y 4.17) existe una pequeña zona de destrucción, principalmente, en los techos y algunas partes de los pisos, pero, la destrucción mayor se observa en los techos de los cruceros del modelo C (figura 4.17): esto es debido a la forma cuadrada de los mismos que poseen secciones más agudas, así se confirma los resultados teóricos obtenidos en el capítulo III de esta investigación.

La figura 4.18 muestra que existen interacciones de tensiones entre crucero 1 y 2 en los techos y lados con valor de 2,101 MPa y su influencia se observa en el lado izquierdo del crucero 2, debido a la deformación pequeña del contorno (figura 4.17). Hay que señalar que los modelos en 3D muestran resultados mayores de tensiones y desplazamientos, que los de 2D, porque no se

considera, con tal propósito, la influencia de las grietas destacadas, el efecto de la fricción en el macizo y se asume que la dirección de las tensiones principales mayores es vertical.

Aunque estos valores son conservadores, los modelos en 3D permiten mostrar y explicar alguna verdad importante: la figura 4.6 del modelo 3D muestra que, en una sección lejana al frente de laboreo de la excavación, se puede representar la obra subterránea por un modelo 2D, por la continuidad del comportamiento de la tensión y desplazamiento a lo largo de la longitud del modelo. El modelo 3D en la figura 4.12 muestra que los valores de la tensión máxima y el desplazamiento máximo en las secciones lejanas del frente de excavación son mayores que los de la sección cercana y por consiguiente los de la cercana es mayor que los del frente, este fenómeno ocurre porque el pilar de roca en el frente sirve como soporte y hace que el macizo cercano sea más estable que el que está alejado del frente.

De lo que se ha analizado anteriormente, el factor de resistencia de todos los modelos es mayor de uno, lo que significa que la resistencia del macizo de la mina Descanso es mayor de la tensión inducida en las zonas de estudio, tanto para el modelo sin soporte como para el que tiene soporte, por tanto, no ocurriría derrumbe y como medida científica y económica, no se necesita el soporte de la excavación. Además, ésta posición es confirmada por el criterio ingenieril, que plantea que el desplazamiento se considera tolerable cuando su valor máximo en la frontera de la excavación es menor de 10% de su radio (110 mm) y se puede considerar estable, lo que es el caso de todos los modelos analizados. Con los modelos creados se puede pronosticar el estado tensional y desplazamiento en cualquier punto incluido en el área de influencia de la excavación y también, los programas de elementos finitos permiten la operación iterativa para obtener mejor una solución aproximada y optima del problema.

IV.3. Caso de estudio: socavón de la mina Meloneras

Se presenta en este epígrafe, los datos y resultados obtenidos de la mina Meloneras y se realiza su análisis.

IV.3.1. Presentación de datos

La tabla 4.8 contiene las informaciones básicas para crear el modelo del socavón y se muestran los valores de GSI obtenidos por: la clasificación de Hoek-Brown modificado por Sonméz y Ulusay (1999, 2002), según el procedimiento descrito y analizado en el capítulo II. Los valores de m_i y D (factor de perturbación) fueron obtenidos de las tablas de Hoek (tabla 2 y cuadro 3 del anexo III). Se determinaron los parámetros de Hoek-Brown generalizado (m_b , s y a) y los del criterio de Mohr-Coulomb (c , Φ) del macizo por medio del programa Roclab (2002) (tabla 4.8, figuras 5 y 6 del anexo V). Con el mismo software se obtuvieron los parámetros del macizo rocoso: resistencia a tracción, resistencia a compresión uniaxial, resistencia global y el módulo de deformación del macizo rocoso (tabla 4.9, figuras 5 y 6 del anexo V). Los valores del módulo de Young, de cohesión del macizo y ángulo de fricción internas, fueron determinadas por la ecuación 2.19 y el programa de Roclab (2002) (tabla 4.8). Los valores de la rigidez normal y cortante determinados por las ecuaciones 3.8 y 3.9 y la distancia entre grietas que se emplearon para modelar las discontinuidades y se muestran en la tabla 4.10.

IV.3.2. Presentación de los resultados del modelo de socavón de la mina Meloneras

Con el empleo del software, Phase2V6, 2004 se crea el modelo 2D de la sección del socavón mostrado en la figura 4.19, y se realiza la interpretación del mismo con el programa (figuras 4.20 a 4.23). Este modelo es el resultado del análisis elástico basado en el criterio de Mohr-Coulomb. La

mallla empleada es del tipo clasificado y de buena calidad con 9503 elementos y 5189 nodos. La excavación se deformó de 0.0005 m². La proporción de tensión (tensión horizontal dividida por tensión vertical) es 0,14 para material de serpentinita masiva y 0,22 para el gabro.

La figura 4.20 muestra el contorno del campo gravitacional y la trayectoria de la tensión principal mayor y su valor máximo es 0,450 MPa. La figura 4.21 muestra el contorno del factor de resistencia alrededor del socavón de valor mínimo de 12. En la figura 4.22 se muestra el contorno y gráfico de desplazamiento en cada punto del perímetro de la sección del socavón y su valor máximo es 0,27 mm y la figura 4.23 muestra el contorno de deformación y el gráfico de convergencia de la solución de problema del modelo.

Tabla 4.8. Parámetros y propiedades físico-mecánicas de las rocas intactas del socavón de la mina Meloneras

Parámetros	Serpentinita masiva	Gabro
σ_{ci} (MPa)	61,19	150,83
Peso volumétrica (t/m ³)	2,71	2,98
Peso Volumétrico (MN/m ³)	0,0271	0,0298
Módulo de Young (MPa)	5095,92	6768,14
Coefficiente de Poisson	0,12	0,18
GSI	77,5	77,5
m_i	15	25
D	0	0
m_b	6,716	11,193
s	0,0821	0,0821
a	0,501	0,501
Cohesión (macizo), MPa.	5,482	14,761
Angulo de fricción, macizo	42,02°	46,50°

Tabla 4.9. Parámetros del macizo rocoso para la modelación del socavón, mina Meloneras.

Parámetros	Serpentinita masiva	Gabro
Proporción de tensión	0,14	0,22
Resistencia a tracción, MPa	0,748	1,106
Resistencia a compresión uniaxial, MPa	17,499	43,134
Resistencia global, MPa	24,645	74,01
Módulo de deformación, MPa	38092,57	48696,75

Tabla 4.10. Parámetros para la modelación de las grietas en el socavón, mina Meloneras

Parámetros	Serpentinita masiva	Gabro
Distancia entre grietas(m)	0,34	1,43
Rigidez normal (MPa /m)	39934,62	11970,72
Rigidez cortante (MPa /m)	22363,38	7062,72
K_n ponderada (MPa /m)	25952,67	
K_s ponderada (MPa /m)	14713,05	

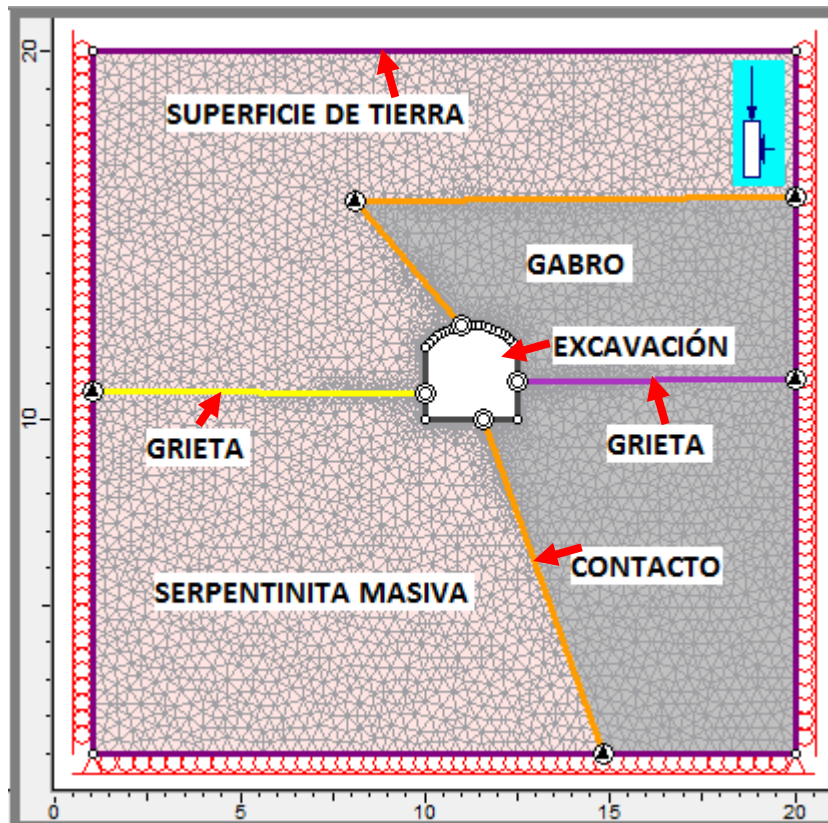


Figura 4.19. Modelo del socavón, mina Melonera

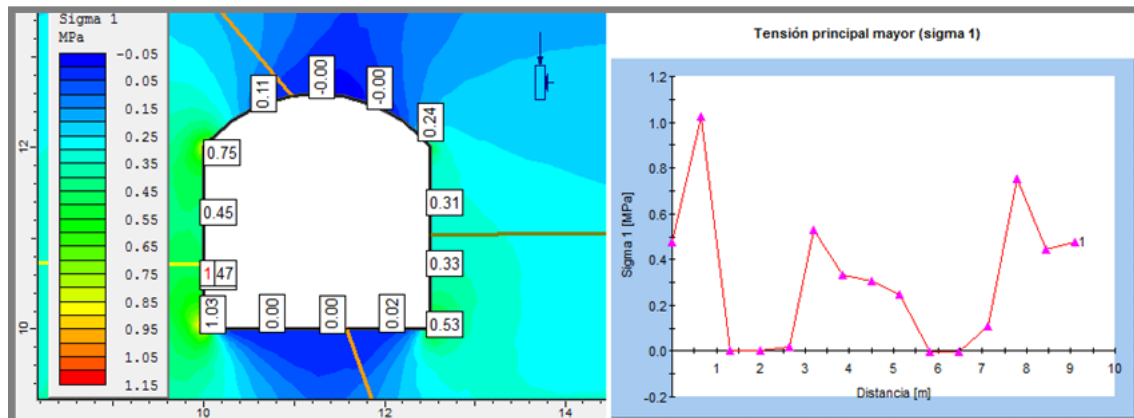


Figura 4.20. Contorno y gráfico de tensión principal mayor (σ_1), mina Meloneras

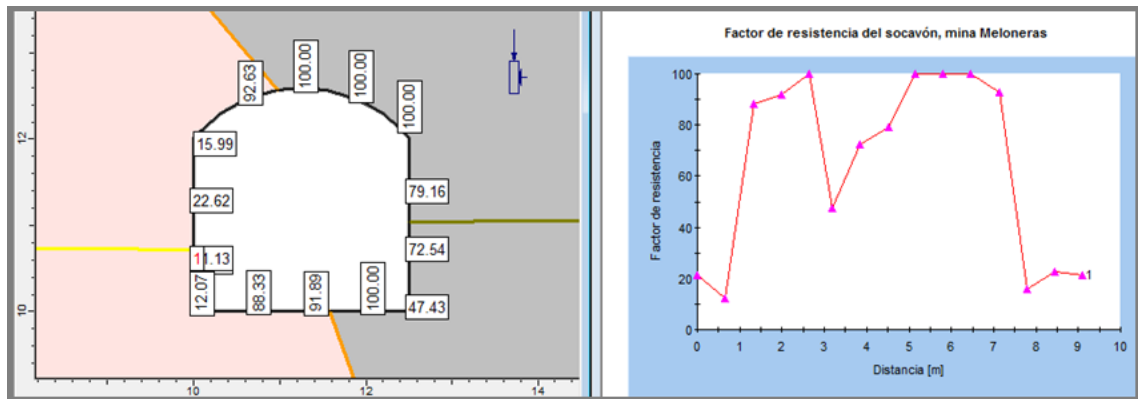


Figura 4.21. Contorno y gráfico del factor de resistencia del socavón , mina Meloneras

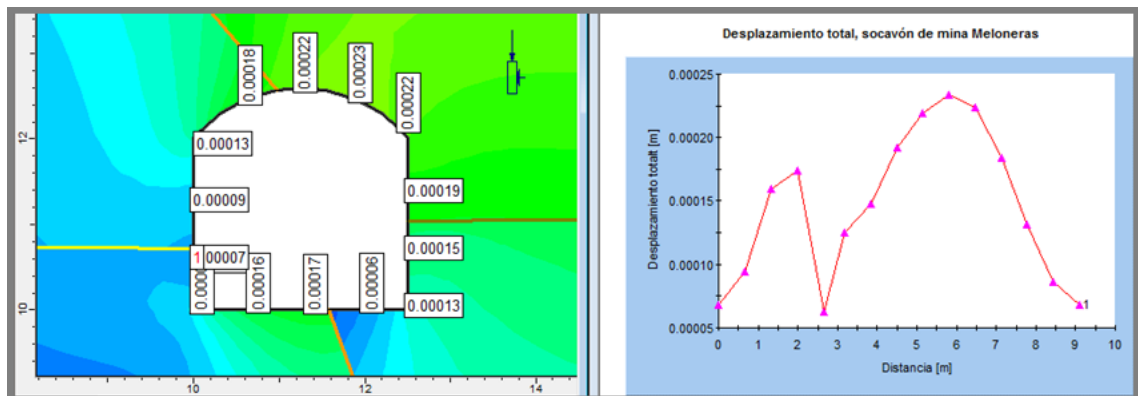


Figura 4.22. Contorno y gráfico de desplazamiento total, socavón mina Meloneras

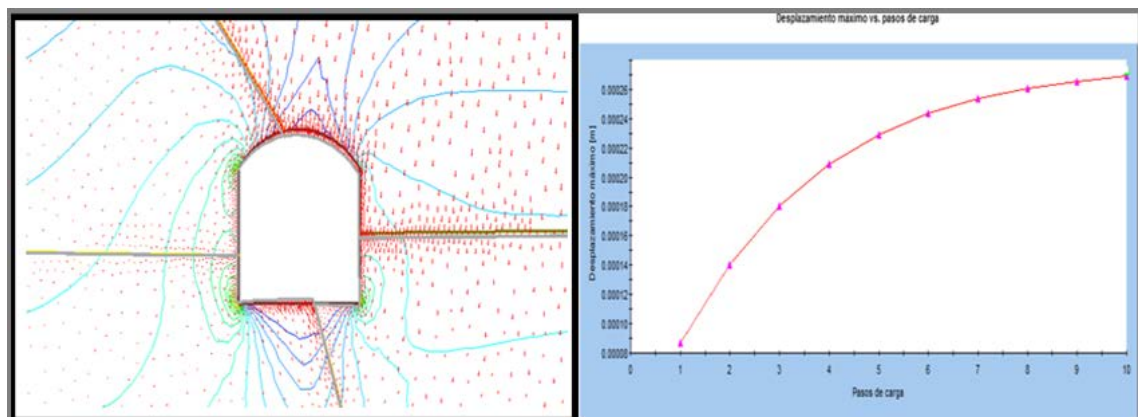


Figura 4.23. Deformación, y gráfico de convergencia, socavón, mina Meloneras.

IV.3.3. Análisis de los resultados del modelo del socavón de la mina Meloneras

Se observa en la figura 4.20 que el campo de tensión gravitacional se convierte al contorno horizontal de la tensión principal mayor (σ_1), sin embargo, no es así en la zona perturbada por la presencia del socavón, y la dirección de su trayectoria es vertical, porque predomina el estado tensional gravitacional en las excavaciones cercana a la superficie de la tierra, ésta se refleja en el contorno de deformación que aparece por el piso y el techo (figura 4.23).

Los altos valores del factor de resistencia, de 12 a 100, son debido al pequeño valor de la tensión gravitacional inducida en la altura de 10 m, donde está ubicado el socavón desde la superficie y por la competencia del macizo rocoso (figura 4.19). Por lo tanto, no habría problema de derrumbe por no existir zonas de alta tensión en el perímetro del socavón porque no hay punto del modelo donde el factor de resistencia es menor de 1, medida que justifica la validez del análisis elástico. Por ésta razón, no es necesario hacer el análisis elasto-plástico, como no puede ocurrir colapso del tramo del socavón analizado.

Este resultado se confirma por el tiempo de existencia de ésta excavación, abandonada por más de 50 años sin soporte y se ha mantenido sin derrumbarse hasta realización de esta investigación. En la figura 4.22, los valores del desplazamiento son mayores en el techo (0,23 mm) y el piso (0,17 mm) del socavón y éste también es por la influencia de la tensión gravitacional que incrementa con la profundidad y manifiesta verticalmente. La deformación máxima se observa en el techo y el piso (figura 4.23) y es muy pequeña y se visualiza a un factor de escala 300. De esta manera, se puede concluir que el tramo del socavón analizado no necesitaría el soporte.

IV. 4. Conclusiones parciales

1. Las tensiones máximas determinadas de los modelos estudiados en las minas subterráneas Descanso y Meloneras son de valores entre 0,22 MPa y 0,99 MPa; los desplazamientos están en el rango de 0,20 mm y 0,95 mm: el factor de resistencia da valores mínimos entre 1,30 y 1,83 y la deformación máxima está entre 0,001 m² y 0,01 m².
2. Generalmente, las tensiones máximas ocurren en las secciones del cambio brusco de los modelos. En la mina Descanso el desplazamiento máximo ocurre en las esquinas superiores izquierdas y el techo mientras que en la Meloneras aparece por el techo.
3. Los valores pequeños obtenidos de las tensiones y desplazamientos son poco significativos debido a la competencia de la roca serpentinita masiva y el gabro, también por la existencia de contactos y grietas sanadas, por lo tanto, el macizo que rodea la excavación, el crucero y el socavón en las minas Descanso y Meloneras, es estable y no necesitan el sostenimiento, aunque, para prevenir la caída de pedazos de rocas se puede aplicar el soporte de maderas en zonas sospechosas.

CONCLUSIONES

1. Se establecen criterios geomecánicos que permiten evaluar el comportamiento mecánico-estructural del macizo rocoso con el empleo de la modelación numérica por el MEF a partir de la geometría de la excavación, las propiedades de los materiales que constituyen este, el agrietamiento y el soporte de la excavación.
2. Se realiza el análisis de las características ingeniero – geológicas del macizo rocoso de las minas Descanso y Meloneras con los criterios existentes y se obtuvo como resultado que es de bloques muy entrelazados de tres familias de grietas, sin perturbación y de diferentes formas y tamaños.
3. Basado en el criterio de Hoek-Brown generalizado, se determinan las ecuaciones de estado tensional de la serpentinita masiva y el gabro que permiten la creación de los modelos con el empleo de la modelación numérica por el método de elementos finitos.
4. Se evalúan los criterios geomecánicos con el empleo de la modelación numérica por elementos finitos, se definen la geometría, las propiedades que constituye el macizo rocoso, la condición de fronteras, las grietas destacadas y el soporte y se crean los modelos A, B y C para las excavaciones de la mina Descanso y el modelo del socavón para la mina Meloneras.
5. Teniendo en cuenta los resultados obtenidos del análisis del comportamiento del macizo rocoso mediante los modelos creados, se deduce que los valores de las tensiones máximas (0,22 MPa - 0,99 MPa), los desplazamientos máximos (0,20 mm - 0,95 mm) y las deformaciones (0,001 m² - 0,01 m²) son pequeños e insignificantes y el valor del factor de resistencia mínimo es mayor de 1 (1,30 - 1,83), por lo tanto, el macizo de las minas Descanso y Meloneras es estable y no necesita soporte.

RECOMENDACIONES

1. Realizar un monitoreo eficaz para prevenir de manera temprana cualquier desviación de lo pronosticado en el comportamiento del macizo que rodea las excavaciones de las minas Descanso y Meloneras, independientemente de la eficacia de la modelación numérica.
2. Estudiar la posibilidad de aplicación de estos criterios en el análisis del comportamiento del macizo en minas a cielo abierto, en el análisis del agua subterránea y en las excavaciones de grandes dimensiones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AASHTO. 1989: Standard Specifications for Highway Bridges. 14th edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC.
2. Alao, D. A. 2010: Modelling Safety Factors of Slope Stability for Open-Pit Mining of Nigerian Tar-Sand Deposits. *Journal of Technological Development* 7(1):8-14.
3. Anderson, E. M. 1951: The Dynamics of Faulting and Dyke Formation with Applications to Britain. Oliver and Boyd, Edinburgh, UIC.
4. Bahrani Navid & Kaiser Peter, K. 2013: Strength degradation of non-persistently jointed rock mass *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 62: 28–33.
5. Barton, N. 1973: Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engineering Geology* 7:287-332.
6. Barton N. 2002: Some new Q value correlations to assist in site characterization and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics, Mining Science and Geomechanics. Abstract*, 39, 185-216.
7. Barton, N. R. & Bandis, S. C. 1990: Review of Predictive Capabilities of JRC-JCS Model in Engineering Practice. *Proc. Int. Symp. On Rock Joints*. Leon, Norway, Eds: N. Barton & Stephansson, Balkema, Rotterdam, 603-610.
8. Barton, N. R. & Choubey, V. 1974: A Review of the Shear Strength of Filled Discontinuities in Rock. *Ed.e.Brooch*.
9. Barton, N.; Lien, R. & Lunde, J. 1974: "Engineering Classification of Rock Mass for the Design of Tunnel Support". NGI Publication 106, Oslo. *Rock Mechanics*, Vol. 6, Nº 4: 189-236.
10. Barton, N. 1977: The shear strength of rock and rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 13:255-279.

11. Barton, N. and Choubey, V. 1977: The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mech. 10: 1, 54
12. Bieniawski, Z. T. 1973: Engineering Classification of Jointed Rock Masses. Trans South African Institute of Civil Engineer, 15: 335-344.
13. Bieniawski, Z.T. 1989: "Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering". J. Wiley.
14. Bieniawski, Z. T. 2011: Errores en la Aplicación de las Clasificaciones Geomecánicas y su Corrección. Caracterización Geotécnica del Terreno. Geocontrol Madrid. Pp 2– 30.
15. Blanco, T. R. & Otros. 1998: Valoración de la Estabilidad de las Excavaciones a partir del Criterio de Formación y Dimensiones de una Zona de Deformación Inelástica en su Contorno: Centro Nacional de Informaciones Geológicas. Instituto de Geología y Paleontología. Memorias III Congreso Cubano de Geología y Minería. La Habana, Cuba. pp57 – 60.
16. Blanco, T. R. & Quesada Roberto Watson 2012: Mecánica de Roca en los Frentes de Explotación Subterráneas Editorial Félix Varela, La Habana pp203-216
17. Blaisdell, E.A. 1993: Statistics in Practice. Saunders Collage Publishing. Orlando-Florida,
18. Boluchof N. S. 1982: Mecánica de Obras Subterráneas: Niedra, Moscú.
19. Bonilla Jorge; Bezerra Luciano M.; Larrúa Rafael; Recarey Carlos & Mirambell Enrique 2015: Modelación Numérica con Validación Experimental Aplicada al Estudio del Comportamiento de Conectores Tipo Perno de Estructuras Compuestas de Hormigón y Acero. Ingeniería de Construcción, Santiago [en línea] 30(1), abril 2015. Consulta: 2 abril 2017. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732015000100005>
20. Boluchof N. S. 1982: Mejanika Pedsiemnig Saruchanie Moscú.
21. Brady, B. H. G. & Brown, E. T. 1985: Rock Mechanics for Underground Mining. George Allen & Unwin, London.

22. Brown, E. T. 1993: The Nature and Fundamentals of Rock Engineering. Comprehensive Rock Engineering Principle, Practice and Projects. Ed. J. A. Hudson, Pergamon, Oxford, UK, 1: 1-23.
23. Burgoa Suarez Ludger; González Valencia Yamile; Carmona Ordóñez Oswaldo; Montoya Navarro Andrés & Gómez Hidalgo Bayron 2009: Ingeniería de Rocas en el Túnel de Conducción Superior del Proyecto Hidroeléctrico Porce III, Colombia. Boletín de Ciencias de la Tierra. Medellín. 26: 69-86.
24. Cabrera Roberto; Samaniego Antonio & Aduvire Oswaldo 2012: Geomecánica Aplicada al Dimensionado del Método de Minado por Sub Level Stopping. En: 5ª Jornada Iberoamericana técnico-científica Red MASyS 2012-1 Ouro Preto – Brasil
25. Cabrera, L. Roberto & Samaniego Antonio A. 2013: Diseño Geomecánico del Método De Minado Por Sub Level Stopping. Minería, Edición 430.
26. Cartaya, P. M. 2001: Caracterización Geomecánica de Macizos Rocosos en Obras Subterráneas de la Región Oriental del País. Blanco-Torrens Roberto Cipriano (Tutor). Tesis doctoral, Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa, Cuba. 103p.
27. Cartaya, P. M. & Blanco, T. R., 2000: Caracterización geomecánica de los macizos rocosos en minas subterráneas de la región oriental del país. Minería y Geología 17(1): 66 – 74.
28. Castro, C. Álvaro, J.; Monsalve O. Juan E. & Bustamente R. Oswaldo 2007: Análisis de Excavaciones en la Mina Subterránea El Toro por medio de Elementos Finitos. Boletín de Ciencias de la Tierra. 21:23-38.
29. Cauchy, A. 1821: 'Course d'Analyse de L'École Polytechnique.' Bull. Soc. Philomath. 1823, Paris, p.9.
30. Cimbarievich, P.M. 1951: Rudnichnoe kriplenie Ugletejsdat.
31. Coleman, B. D. & Gurtin M. E. 1967: 'Thermodynamics with Internal State Variables.' J. Chem. Phys., 47: 597-613.

32. Coulomb, C. A. 1776: `Sur une Application des Règles de maximis et minimis à quelques problèmes de Statique Relatifs à l'architecture`. Mémoires de l'Académie des Sciences Savants Étrangers, 7, Paris, p. 343.
33. Cuesta Recio Armando Francisco 2010: Procedimiento para elegir la Técnica de Control de las Filtraciones que afectan las Excavaciones Subterráneas en Macizos Rocosos Poco Porosos y Agrietados. Watson-Quesada Roberto Lincoln (Tutor). Tesis doctoral, Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa, Cuba. 101p.
34. Deere, D. U. 1964: Technical Description of Rock Cores for Engineering purposes. Rock Mech. and Rock Engrg., 1: 107-116.
35. Deere, D. U. 1989: Rock Quality Designation (RQD) after Twenty Years. U.S. Army Corps of Engineers Contract Report GL-89-1, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
36. Desai, C. S.; Zamin, M.M.; Lighter, J. G. & Siriwardane, H. J. 1984: Thin-Layer Element for Interfaces and Joints. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 8: 19-43.
37. Drucker, D. C. & Prager, W. 1952: Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Q. J. Appl. Math., 10, 157-165.
38. Duarte Julio Enrique & Fernández Morales Flavio Humberto 2005: La Simulación por Computador en Investigación y Desarrollo. Re-creaciones, Tecnura, año 8, 16:106-114
39. Franklin, J. A. 1994: Rock Engineering. Ed. Mc G Hill Canada. p578
40. Franklin, J. A. 1997: The Monitoring of Structures of Rock. International Journal of Rock Mechanics Geomechanics Abstracts 14(4).
41. Freund, J. & Simon, G. 1992: Modern Statistics. 8th Edition. Ed. Prentice Hall. New Jersey. USA.
42. Gardner, W. S. 1987: Design of drilled piers in the Atlantic Piedmont. Foundations and Excavations in Decomposed Rock of the Piedmont Province, GSP, Ed: R. E. Smith RE, ASCE, 9: 62--86.

43. Geniş, M. Y Aydan, Ö. 2008: Assessment of Dynamic Response and Stability of an Abandoned Room and Pillar underground Lignite Mine. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG). Goa, India.
44. Geominera del Centro 2013: Informe Geológico de la empresa Geominera del centro, Santa Clara, Cuba.
45. Ghaboussi, J.; Wilson E. L. & Isenberg J. 1973: Finite Element for Rock Joints and Interfaces. Proc. Am. Soc. Civ. Eng. Soil Mechanics and Foundation. 99(SM10): 833-848.
46. González de Vallejo, L. 1998: Las Clasificaciones Geomecánicas para Túneles. Ingeotúneles: Carlos López Jimeno _ Madrid. I. T. S. De Ingenieros de Minas. U. P. Madrid. T – I pp25 – 66.
47. Goodman R. E.; Taylor R. L. & Brekke T. 1968: A Model for the Mechanism of Jointed Rock. Proc. Am. Soc. Civ. Eng. Soil Mechanics and Foundation. 94(SM3): 637-659.
48. Gzowski, M. B. 1975: Osnobi tectonofisiki. Nauka M.
49. Harrison, J. P. 1992: Fuzzy objective functions applied to the analysis of discontinuity orientation data. *ISRM Symp.: Eurock '92, Rock Characterization*, Chester, UK, Ed: J. A., Hudson, 25-30.
50. Hoek, E. 1994: Strength of Rock and Rock Masses. News J. of ISRM, 2: 4-16.
51. Hoek, E. 2007: Practical rock Engineering. Rock Mass Properties. In-situ and Induced Stresses. Canadá. 237p, www.rocscience.com.
52. Hoek, E. & Brown, E.T. 1980a: Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotech. Engng Div., ASCE 106(GT9), 1013-1035.
53. Hoek, E., & Brown, E. T. 1980b: Excavaciones Subterráneas en Roca. McGraw-Hill de México S.A. de C.V. pp103-439.
54. Hoek, E and Brown, ET, 1988: The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp., Univ. of Toronto, Toronto, 31-38.

55. Hoek, E., Carranza-Torres C. & Corkum B. 2002: Hoek-Brown criterion–2002 edition. In Proceed the 5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunnelling Association of Canada: NARMSTAC 2002, Toronto, Canada, eds. R.E. Hammah et al. 1, 267-273.
56. Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden. W.F. 1995; Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam: Balkema.
57. Hooke, R. 1678: 'De Potentia Restitutiva.' The Royal Society'
58. Hudson, J. A., & Harrison, J. P. 2000: Engineering rock mechanics: an introduction to the principles. 2nd Impression. Elsevier Science Ltd. United Kingdom. Vol. 1 pp31-82, 113-147, 299-392.
59. Ibañez Mora, L. O. 2001: Análisis del comportamiento geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes sometidos a carga axial mediante la modelación matemática. Quevedo-Sotovongo Gilberto (Tutor). Tesis doctoral. Universidad Central de las Villas, Santa Clara. 105p.
60. International Society for Rock Mechanics (ISRM) 1978: Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. International Society for Rock Mechanics, Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 15: 319-368.
61. International Society for Rock Mechanics (ISRM) 1981: Rock Characterization, Testing and Monitoring, ISRM Suggested Methods, Brown, E. T. (Editor), Pergamon Press, pp 111-136 & 153.
62. Iturralde Vinent, M. A. 1998: Sinopsis de la Constitución Geológica de Cuba. Acta Geológica Hispánica. 33 (1-4): 9-56.
63. Kaspar, J. William 2000: Constitutive Models for Materials Encyclopedia of Phys I Cal Sc I Ence & Technology: Academic Press.

64. Kulatilake, P. H. S. W. 1993: Application of probability and statistics in joint network modeling in three dimensions. *Proceedings of Conference on Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*. Lanberrra, Australia, 63-87.
65. Laouafa Farid & Ghoreychi Mehd 2005: Contribution to Improve Pillar Analysis in Abandoned Room and Pillar Salt Mines. Post-Mining, Nancy France, 1-9.
66. Larrua Quevedo Rafael & Pignatta Silva Valdir 2013: Modelación Térmica del Ensayo de Conexiones Acero-Hormigón a Elevadas Temperaturas. *Rev. Téc. Ing. Univ. Zulia*. 36(3): 210-218
67. López Jimeno, C. 1998: Manual de Ingeniería de Túneles _ Madrid. I. T. S. De Ingenieros de Minas. U. P. Madrid. p1081.
68. Louis, C. A. 1974: Rock Hydraulics. *Rock Mechanics*, Ed. L. Muller, Springer Verlag, Viena, 299-382.
69. Malany D.F. Napier J. A. L. 2011: The Design of Stable Pillars in the Bushveld Complex mines: a problem solved? *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*. 111 (12) Johannesburg.
70. Martinez-Silva Rafael 2002: Construcciones Subterráneas. Tesis al Grado Científico de Doctor en Ciencias. Universidad de Pinar del Rio, Cuba
71. Martínez Silva Rafael 2011: Geomecánica (tercera parte). Pinar del Rio: EDUNIV-MES. 100p. ISBN-978-957-16-1043-0.
72. Mogi Kiyoo 2007: Experimental Rock Mechanics. Geomechanics Research series 3. Taylor & Francis Group, London, UK. 380p.
73. Mohr, O. 1900: `Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines materiales?` *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure*, 46, pp. 1524-1530, 1572-1577.
74. Mondéjar Oquendo Osmany 2001: Metodología para la Elección de los Sostenimientos en Excavaciones Subterráneas de Pequeña Sección Influenciadas por la Acción Sísmica. Blanco-

- Torrens Roberto Cipriano (Tutor). Tesis doctoral, Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa, Cuba. 115p.
75. Moreno Tallón, E. 1998: Las Clasificaciones Geomecánicas de las Rocas, Aplicadas a las Obras subterráneas: Kaher II, S.A. Madrid. p63.
76. Nasonob, L.I. 1969: Nejanika gornix porod. Niedra Moscu.
77. Navarro Torres V. F. & Dinis Da Gama, 2011: Análisis de la Estabilidad de Cámaras y Pilares en la Explotación Selectiva de Vetas Angostas Sub-Horizontales. International Journal of Minerals, Metallurgy and Materials. 18(1):1-8.
78. Nikitin, O. 2003: Mining Block Stability Analysis for Room-and-Pillar Mining with Continuous Mining in Estonian Oil Shale Mines. Estonia Academy OilShale.
79. Noa Monje, R. R. 2003: Indicaciones Metodológicas para la Elección del Método de Arranque de las Rocas durante el Laboreo de Excavaciones Subterráneas Horizontales de Pequeña Y Mediana Sección en Cuba Oriental. Blanco-Torrens Roberto Cipriano. Tesis doctoral. Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa, 110p.
80. Noa Monjes Rafael Rolando, Oluwaseyi Adeoluwa Olajesu & Quevedo Sotovongo Gilberto. 2017: Caracterización Ingeniera del Macizo de la mina subterránea Oro Descanso. En: VII Convención de Ciencias de la Tierra: VII Congreso de Minería (MINERÍA, 2017), Sociedad Cubana de Geología Palacio de Convenciones, La Habana, Cuba. 3 al 7 de abril.
81. Oluwaseyi, A. O. 2013: Estado actual de los estudios geomecánicos para el análisis de la estabilidad del macizo en los frentes de explotación en minas subterráneas. VII Conferencia Internacional de Aprovechamiento de Recursos Minerales, Instituto Superior Minero Metalúrgico, Moa, Cuba.
82. Oluwaseyi Adeoluwa O. & Ajibola Olawale O. 2017: Estimation of Serpentine Rock Mass Strength of Underground Gold Mine Deposit Placetas, Cuba. FUOYE, Journal of Engineering and Technology, Oye-Ekiti, 2(1):89-94.

83. Oluwaseyi Adeoluwa Olajesu; Noa Monjes Rafael Rolando & Quevedo Sotovongo Gilberto. 2017: Modelación matemática para la evaluación geomecánica del macizo en la mina subterránea Oro Descanso. En: VII Convención de Ciencias de la Tierra: XII Congreso de Geología (GEOLOGÍA, 2017), Sociedad Cubana de Geología Palacio de Convenciones, La Habana, Cuba. 3 al 7 de abril.
84. Orestes, R. L., René, R. S., Saturnino, G. L. & Gerardo, M. C. 2010: Resumen y Evaluación Crítica de los Trabajos Anteriores. En: Ministerio de la Industria Básica Grupo Empresarial Geominsal Empresa Geominera Del Centro, Santa Clara, Villa Clara, Cuba. p 78.
85. Palmström, A. 1982: The Volumetric Joint Count- a useful and simple Measure of the Degree of Rock Jointing. In: Proceedings 41st International Congress. Ass. Eng. Geol., Delphi, 5, 221-228.
86. Palmström, A. 1995: RMI- A Rock Mass Classification System for Rock Engineering Purposes. PhD Thesis, University of Oslo.
87. Palmström, A. 1996: RMI - A System for Characterizing Rock Mass Strength for Use in Rock Engineering. J. of Rock Mech. and Tunneling Tech., India, 1: 69-108.
88. Palmström, A. 1998: Caracterización de Macizos Rocosos mediante el Rmi y sus Aplicaciones en Mecánica de Rocas. Ingeotúnel: Carlos López Jimeno_ Madrid. I. T. S. De Ingenieros de Minas. U. P. Madrid. T – II, pp79-107.
89. Palmström, A. 2002: Measurement and characterization of rock mass jointing. *In-Situ* Characterization of Rocks. Ed: V. M. Sharma & K. L. Saxena, Balkema, Lisse, 49-98.
90. Pedro Alexandre António, M. 2006: Metodología para el Diseño de las Voladuras en las Canteras de Áridos. Otaño-Noguel José A. (Tutor). Tesis doctoral, Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa, Cuba. 89p.
91. Phase2, 2004: A two dimensional elasto-plastic finite element program. Rocscience Inc.

92. Phillips, F. C. 1975: La Aplicación de la Proyección Estereográfica en Geología Estructural. Ed. H. Blume, España, 132p.
93. Priest, S. D. 1993: Discontinuity Analysis for Rock Engineering. Chapman & Hall.
94. Porotov, G.S. 2006: Métodos matemáticos de modelación en Geología. Instituto Estatal de Minas "G.I.Plejanov". San Petersburgo. ISBN 5-94211-140-5.
95. Protodiakonov, M.M. 1933: Dablenie gornij porod. Parte 1. URSS.
96. Ramírez Oyangüren P.; Irizar L. de la Cuadra; Huerta H. Laín & Obeso E. Grijalbo 1991: Mecánica de Rocas Aplicada a la Minería Metálica Subterránea. Instituto Geológico y Minero de España. pp114 – 196.
97. Roclab, 2002: User's Guide. Rock Mass Strength Analysis using the Hoek-Brown Failure Criterion. Rocscience Inc.
98. Rodríguez Ojeda Luis 2007: Probabilidad y Estadística Básica para Ingenieros, Con el Soporte de MATLAB para Cálculos y Gráficos Estadísticos. Instituto de Ciencias Matemáticas, Escuela Superior Politécnica del Litoral, ESPOL Guayaquil, Ecuador. 311p.
99. Romero Violeta; Gomez Fidel & Martinez Sergio D. 2016: Informe Geológico de Campo, Geominera del Centro, Santa Clara, Cuba.
100. Salazar Dlanto Eder & Córdova Rojas David 2013: Geomecánica del Minado Masivo Tajeos por Subniveles con Pilares Corridos, Mina Marcapunta Norte – Sociedad Minera El Brocal, Perú. Minería Igp 46-51
101. Sargentón, G. R. 2008: Criterios para el Diseño de Voladuras en el Laboreo de Excavaciones Subterráneas. Otaño Noguel José A. Tesis doctoral. Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa. 275p.
102. Shen Jie & Kushwaha Radhey Lal 1998: Soil-Machine Interactions: A Finite Element Perspective, Marcel Dekker, Inc.(editor) USA, p39-73.

103. Skobelina, V.P.; Liubek, Y.V. y Katisheva, E.G. 2005: Estadística. Centro de Redacción y Edición del Instituto Estatal de Minas "G.I.Plejanov". San Petersburg. ISBN 5-94211-154-5. En soporte digital. Descargado de: www.spmi.ru.
104. Sonméz, H. & Ulusay, R. 1999: Modifications to the Geological Strength Index (GSI) and their Applicability to Stability of Slopes. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 36:743-760.
105. Sonmez, H. & Ulusay, R. 2002: A Discussion on the Hoek-Brown Failure Criterion and Suggested Modification to the Criterion Verified by Slope Stability Case Studies. *Yerbilimleri (Earth Sciences)*, 26:77-99.
106. Spiegel Murray R. 1975: Teoría y Problemas de Probabilidad y Estadística. Traducido: Jairo Osuna Suarez. Editor: McGraw-Hill, Bogotá Colombia.
107. Tavakoli M. 1994: Underground metal Crown pillar stability analysis, Doctor of Philosophy thesis, Department of Civil and Mining Engineering, University of Wollongong. <http://ro.uow.edu.au/theses/1280>.
108. Terzaghi, K. 1946: Rock Defects and Loads on Tunnel Supports. *Rock Tunneling with Steel Supports*, Youngstown, OH, Eds: R. V. Proctor and T. L. White, 1, 17-99.
109. Torres Yupanqui Luis 2004: Determinación de las Propiedades Físico- Mecánicas de las Rocas y Monitoreo de la Masa Rocosa. Universidad Nacional de Ancash "Santiago Antunez de Mayolo" Facultad de Ingeniería de Minas Geología Y Metalurgia. Huaraz, 135p
110. Ünlü T. 2001: Critical Dimension Concept in Pillar Stability. 17th International Mining Congress and Exhibition of Turkey-IMCET.
111. Vázquez, G. C.; Rodríguez Perez, A. M.; Suárez Del V. Santana, A. & Fraga Espinosa, R. 2013: TTP Revisión, Comprobación y Localización de Cuerpos con Jadeitita y Nefrita en la Región Central de Cuba. El Ministerio de Energía y Minas Grupo Geominsal (Ed.). Santa Clara Empresa Geominera del Centro.

112. Vilar, J. 2006: Teoría de diseño de experimentos [Documento en línea: http://www.udc.es/dep/mate/estadistica2/sec2_6.html#x1-120001.6.5]. Acceso: 15 de marzo de 2016.
113. Wickham, G. E., Tiedemann, H. R. & Skinner, E. H. 1972: Support Determination Based on Geologic Predictions. Proc. North American Rapid Excav. Tunneling Conf., Chicago, Eds. K. S. Lane and L.A. Garfield, 43-46.
114. Wilson E. L. 1975: Finite Elements for Foundations, Joints and Fluids. In: Finite Element in Geomechanics. Ed. G. Gudehus. 319-350. John Wiley & Sons, New York, NY.
115. Young, T. 1807: A Course of Lectures on Natural Philosophy and the Mechanical Arts. Two Vol., London.
116. Yu Xianbin & Dinis Da Gama Carlos 2002: Stability Analyses of Underground Room and Pillar Stopes by Means of Convergence. 8º Congreso Nacional de Geotecnia, Lisboa.
117. Zhang L. and Einstein H. H. 2004: Estimating the deformation modulus of rock masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 41,337-341.
118. Zhang, L. 2005: Engineering Properties of Rocks. Volume 4, Elsevier Geo-Engineering book series, United Kingdom, p292.
119. Zienkiewicz, O. Z. & Taylor R. L. 1994: El Método de los Elementos Finitos (E. O. I. d. N. Miguel Cervera Ruiz, Trans. M. J. Norte Ed. 4ta ed. Vol. 1): McGraw Hill Book Company.
120. Zienkiewicz O.C. & Taylor R.L. 2000: The Finite Element Method. Volumen 1: The Basis. 5ed. Butterworth-Heinemann, Jordan Hill, Oxford, 705p.

Producción científica del autor relacionado con el tema

- Oluwaseyi Adeoluwa O. & Ajibola Olawale O. 2017: Estimation of serpentinite rock mass strength of underground gold mine deposit Placetas, Cuba. FUOYE, Journal of Engineering and Technology, Oye-Ekiti, 2(1):89-94.

- Oluwaseyi Adeoluwa O. & Ajibola Olawale O. 2017: Engineering characterization of Oro Descanso underground gold mine deposit in Placetas, Cuba. FUOYE, Journal of Engineering and Technology, Oye-Ekiti, 2(2).
- Oluwaseyi, A. O., Noa Monjes, R. & Quevedo Sotovongo, G. 2017: Caracterización estructural del macizo rocoso donde se ubica la mina subterránea Oro Descanso. Minería y Geología, 33(4).

Los resultados de esta investigación han sido presentados en los siguientes eventos científicos:

- VII Conferencia Internacional de Aprovechamiento de Recursos Minerales, Instituto Superior Minero Metalúrgico, Moa, Cuba, 2013. Oluwaseyi Adeoluwa Olajesu & Cartaya Maday Pire.

“Estado actual de los estudios de geomecánicas para el análisis de la estabilidad del macizo en los frentes de explotación en minas subterráneas.” Memoria de CINAREN 2013

- Conferencia Científica Internacional Por Desarrollo Sostenible, GEOMET’2016, Geología, Minas y Metalurgia. Instituto Superior Minero Metalúrgico, Moa, Cuba. Oluwaseyi Adeoluwa Olajesu; Noa Monjes Rafael Rolando & Padilla Martínez Guillermo

“La Aplicación de la Modelación Matemática en la Evaluación Geomecánica del Macizo Rcoso de La Mina Subterránea Oro Descanso: Una Tecnología Apropiaada.” Memoria de GEOMET, 2016.

- Conferencia Científica Internacional Por Desarrollo Sostenible, GEOMET’2016, Geología, Minas y Metalurgia. Instituto Superior Minero Metalúrgico, Moa, Cuba. Oluwaseyi Adeoluwa Olajesu; Noa Monjes Rafael Rolando & Quevedo Sotovongo Gilberto.

“Caracterización Ingeniera del Macizo de la mina subterránea Oro Descanso.” Memoria de GEOMET, 2016.

- VII Convención de Ciencias de la Tierra: XII Congreso de Geología (GEOLOGÍA, 2017), Palacio de Convenciones, La Habana, Cuba. Sociedad Cubana de Geología. Oluwaseyi Adeoluwa Olajesu; Noa Monjes Rafael Rolando & Quevedo Sotovongo Gilberto.

“Modelación matemática para la evaluación geomecánica del macizo en la mina subterránea Oro Descanso.” Memoria de la Sociedad Cubana de Geología.

- VII Convención de Ciencias de la Tierra: VII Congreso de Minería (MINERÍA, 2017), Palacio de Convenciones, La Habana, Cuba. Sociedad Cubana de Geología. Noa-Monjes Rafael Rolando Oluwaseyi Adeoluwa Olajesu; & Quevedo Sotovongo Gilberto.

“Caracterización Ingeniera del Macizo de la mina subterránea Oro Descanso.” Memoria de la Sociedad Cubana de Geología.”

ANEXOS

ANEXO I

Valores promedios estadísticos de las propiedades físico-mecánicas de las rocas intactas de las minas Descanso y Meloneras

Tabla 1. Tolerancia recomendada por ISRM (1981) para la preparación de muestras

Parámetros	Especificación o tolerancia
Proporción de longitud/diámetro	$2,5 < L/D < 3$
Llanura	Debe ser llana hasta entre 0,02mm
Fronteras cuadradas	Hasta entre 0,001 radianes
Superficies generadoras de cilindro	Recta hasta entre 0,3mm, el espécimen debe ser liso sin rugosidad
Diámetro	Debe ser medido hasta la tolerancia de 0,1mm

■ Propiedades físico-mecánicas de rocas, Descanso

Tabla 2. Serpentinita masiva de la mina Descanso

Tipo de roca	R_c seco (Mpa)	R_c sat (Mpa)	R_t seco (Mpa)	R_t seco (Mpa)
Serpentinita masiva	39,73	20,01	6,09	3,63
	20,41	27,08	5,49	2,75
	25,51	34,63	3,53	3,43
	31,78	17,17	4,12	5,00
	40,81	35,32	4,32	2,26
	35,41	19,62	4,32	3,24
	...	23,84	5,98	3,92
	...	27,37	5,89	3,83
	...	43,07	5,2	4,22
	...	16,09	...	3,83
	...	37,77	...	...
	...	46,4	...	...
Valor Promedio (x)	32,28	29,03	4,99	3,61
Valor mínimo (x-)	20,41	16,09	3,53	2,26
Valor máximo (x+)	40,81	46,4	6,09	5
Desviación estándar (s)	8,06	10,26	0,94	0,76
Coefic. De variación (V)	0,25	0,35	0,19	0,21
Grados de libertad, (n-1)	5	11	8	9

Número de muestra, n	6	12	9	10
Valor, t de la tabla, obtenido por valor (n-1) y Prob. A 95%	1,94	1,78	1,83	1,81
Valor promedio poblacional ($\bar{x}$) = $m + t*(S/\sqrt{n})$	38,66	34,30	5,57	4,05

Tabla 3. Gabro de la mina Descanso

Tipo de roca	R _c seco (Mpa)	R _c sat (Mpa)	R _t seco (Mpa)	R _t seco (Mpa)
Gabro	86,43	57,49	12,07	6,28
	99,08	81,82	19,91	9,61
	48,95	20,99	16,38	7,16
	36,09	21,69		13,24
				5,2
Valor promedio (x)	65,23	42,32	14,00	8,30
Valor mínimo (x-)	36,09	20,99	7,65	5,2
Valor máximo (x+)	99,08	81,82	19,91	13,24
Desviación estándar (S)	26,47	26,61	5,31	3,21
Coefic. de variación (V)	0,41	0,63	0,38	0,39
Grados de libertad, (n-1)	3	3	2	4
Número de muestra, n	4	4	3	5
Valor, t de la tabla, obtenido por valor (n-1) y prob. a 95%	2,02	2,02	2,13	2,02
Valor promedio poblacional ($\bar{x}$) = $m + t*(S/\sqrt{n})$	89,14	66,36	19,66	11,19

Tabla 4. Peso volumétrica (g/cm³), Humedad y Modulo de Elasticidad, Descanso

Parámetros	Peso volumétrico (g/cm ³)		Humedad (%)		Módulo de Elasticidad (MPa)	
Tipo de roca	Serpentinita Masiva	Gabro	Serpentinita Masiva	Gabro	Serpentinita Masiva	Gabro
Mediciones	2,71	2,92	0,20	0,2	1280,4	1458,0
	2,69	2,84	0,30	0,4	750,0	1417,2
	2,72	2,89	0,40	0,2	1004,8	1698,1
	2,76	2,86	0,30	0,4	1474,0	2373,7
	2,69	2,93	0,50	0,2	898,2	1587,3
	2,76	2,98	0,4	0,3	1527,0	
	2,93	3,04	0,5	0,3		
	2,79	2,99	0,4	0,4		
	2,78	3,03	0,4	0,4		
	2,85	3,00	0,5	0,2		
	2,83	3,05				
	2,6					

	2,61					
	2,71					
	2,66					
	2,85					
	2,91					
	2,83					
Valor promedio (x)	2,76	2,96	0,39	0,3	1155,7	1706,9
Valor mínimo (x-)	2,60	2,84	0,20	0,2	750,0	1417,2
Valor máximo (x+)	2,93	3,05	0,50	0,4	1527,0	2373,7
Desviación estándar (S)	0,1	0,07	0,1	0,1	318,88	388,85
Coef. de variación (V)	0,04	0,03	0,26	0,31	0,28	0,23
Grados de libertad, (n-1)	17	10	9	9	5	4
Número de muestra, n	18	11	10	10	6	5
Valor, t de la tabla, obtenido por valor (n-1) y prob. A 95%	1,73	1,8	1,81	1,81	2,02	2,13
Valor promedio poblacional ($\bar{x}$) = $m + t \cdot (S/\sqrt{n})$	2,80	3,00	0,45	0,35	1408,29	2014,84

Tabla 5. Parte de la tabla general de las propiedades físico-mecánicas de las rocas de la mina Descanso, Empresa Recursos Hidráulicos, Holguín

Registro	Punto de muestreo (Identificación)	Muestra		Profundidad (m)	Módulo de elasticidad		Módulo relativo de deformabilidad MR = E seco 50% s / RCseca
		Nº	Tipo		Seco (E _{seco})		
					para 50 % de s	Prom. tramo lineal de s vs e _a	
A-1	A-1	A-1	RC	-	1458,0	1458,0	638
A-2	A-2	A-2	RC	-	364,5	374,5	5
A-8	A-8	A-8	RC	-	1417,2	1322,4	72
			RC				
A-13	A-13	A-13	RC	-	1698,1	1633,8	66
			RC				
B-2	B-2	B-2	RC	-	1280,4	1317,1	23
			RC				
B-4	B-4	B-4	RC	-	750,0	750,0	721
			RC				
B-9	B-9	B-9	RC	-	1004,8	837,7	118
			RC				
A-14	A-14	A-14	RC	-	2373,7	2390,0	230
			RC				
A-24	A-24	A-24	RC	-	1587,3	1595,6	159
			RC				
B-10	B-10	B-10	RC	-	1474,0	1474,0	720
			RC				
B-11	B-11	B-11	RC	-	898,2	898,2	866
			RC				
B-23	B-23	B-23	RC	-	1527,0	1527,0	1226
Nº Observaciones(n)					12	12	12

Valor Mínimo (x-)					364	375	5
Valor Máximo (x+)					2374	2390	1226
Valor Promedio (x)					1319	1298	404
Desviación Estándar (S)					516,67	524,7 2	409,61
Coefic. de Variación (V)					0,39	0,40	1,02

■ Propiedades físico-mecánicas de rocas, mina Meloneras

Tabla 6. Valores de serpentinita masiva, mina Melonera

Tipo de roca	R _c sat (kgf/cm ²)	R _c seca (kg f/cm ²)	R _t sat (kg f/cm ²)	R _t seca(kg f/cm ²)	Peso volumétrico g/cm ³	Absorción %
Serpentinita masiva	176	890	20	20	2,7	0,2
	176	596	16	12	2,82	0,2
	556	370	20	45	2,79	0,2
	214	829	12	29	2,75	0,3
	850	200	21	17	2,73	0,2
	856	576	46	74	2,84	0,6
	997	386	30	12	2,84	0,3
	247	249	25	29	2,68	0,4
	283	378	21	60	2,52	
	197	129	32	52	2,53	
	163	893			2,56	
	195	309			2,52	
	129	962			2,65	
	129	636			2,58	
	842	335			2,68	
	962	636			2,77	
	215	335				
	507					
	558					
	793					
	704					
	412					
	902					
	715					
	241					
	700					

Valor promedio (x)	489,19	512,29	24,3	35	2,69	0,3
Valor mínimo (x-)	129	129	12	12	2,52	0,2
Valor máximo (x+)	997	962	46	74	2,84	0,6
Desviación estándar (S)	305,81	262,68	9,67	21,64	0,12	0,14
Coefic. de variación (V)	0,63	0,51	0,4	0,62	0,04	0,47
Grados de libertad, (n-1)	25	16	9	9	15	7
Número de muestra, n	26	17	10	10	16	8
Valor, t de la tabla obtenido por valor (n-1) y prob. A 95%	1,71	1,75	1,83	1,83	1,75	1,9
Valor promedio poblacional ($\bar{x}$) = $m + t^*(S/\sqrt{n})$ en MPa	58,05	61,19	2,93	4,66	2,74	0,4

Tabla 7. Valores de gabro, mina Meloneras

Tipo de roca	R _c sat (kg f/cm ²)	R _c seca (kg f/cm ²)	R _t sat (kg f/cm ²)	R _t seca(kg f/cm ²)	Peso volumétrico g/cm ³	Absorción %
Gabro	1641	1065	109	104	2,97	0,2
	1160	1598	69	47	2,98	0,3
	1856	1040	63	65	2,91	0,1
	1254	1280	103	48	2,94	0,3
	1091	1632	84	67	2,96	0,4
	1031	1933	64	95	2,96	0,3
	1440	876	73	88	3	0,3
	1096	1306	65	100	3,02	0,4
	1203	1237	77	103	2,99	0,4
	1581		82	39	2,99	0,1
	893				2,99	0,1
	1031				2,9	0,1
	866				2,78	0,1
	1082				2,82	0,1
	1289				2,84	0,1
					2,81	0,1
					2,78	0,1
					2,92	0,4
					2,95	0,1
					2,96	0,4
					2,94	0,3
					2,97	0,2
					2,98	0,1
					2,96	0,1
					2,28	
					3,21	
					3,08	
					3,07	
					3,18	
					3,12	
					3,03	
					2,99	
					3	
					3	
Valor promedio (x)	1234,27	1329,67	78,9	75,6	2,95	0,21
Valor Mínimo (x-)	866	876	63	39	2,28	0,1

Valor máximo (x+)	1856	1933	109	104	3,21	0,4
Desviación estándar (S)	283,09	335,19	16,08	25,36	0,15	0,13
Coefic. de variación (V)	0,23	0,25	0,20	0,34	0,05	0,59
Grados de libertad, (n-1)	14	8	9	9	29	23
Número de muestra, n	15	9	10	10	30	24
Valor, t de la tabla, obtenido por valor (n-1) y prob. a 95%	1,76	1,86	1,83	1,83	1,7	1,71
Valor promedio poblacional ($\bar{x}$) = $m + t^*(S/\sqrt{n})$ en Mpa	133,7	150,83	8,65	8,86	3	0,26

ANEXO II

Valores promedios estadísticos de las distancias entre grietas y de orientación de las discontinuidades, plano de la mina Descanso y diagrama de polos

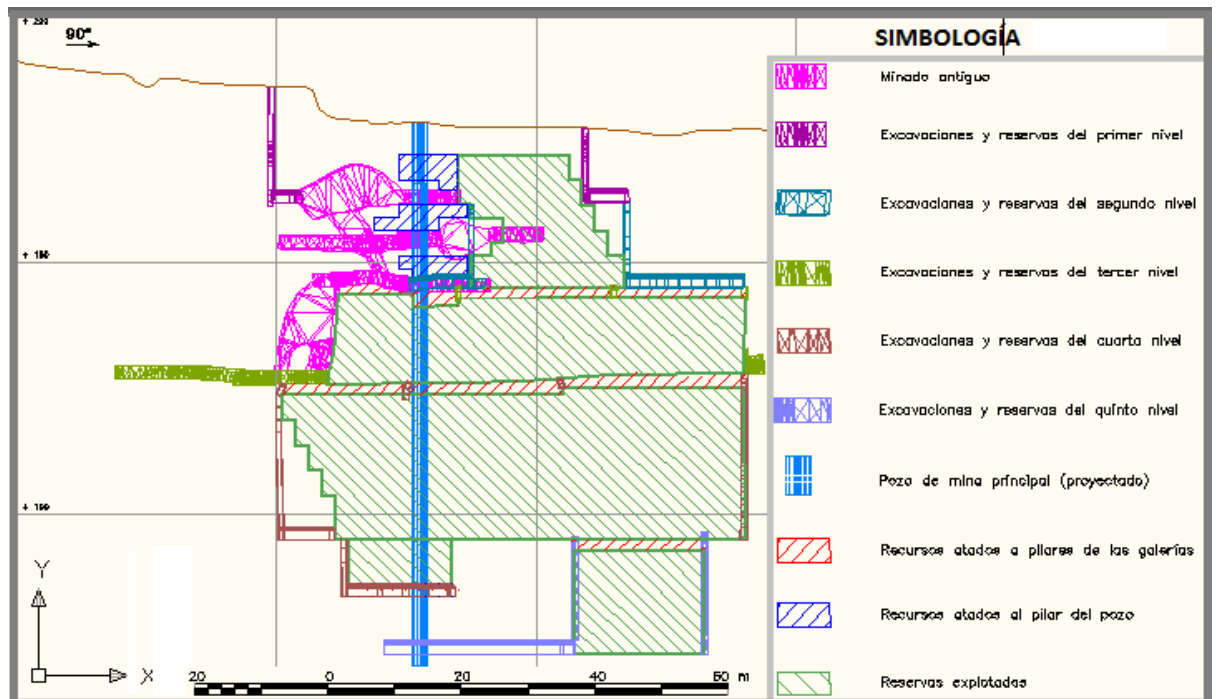


Figura 1. Plano vertical de la mina Descanso. Fuente: Empresa Geominera del Centro, Cuba

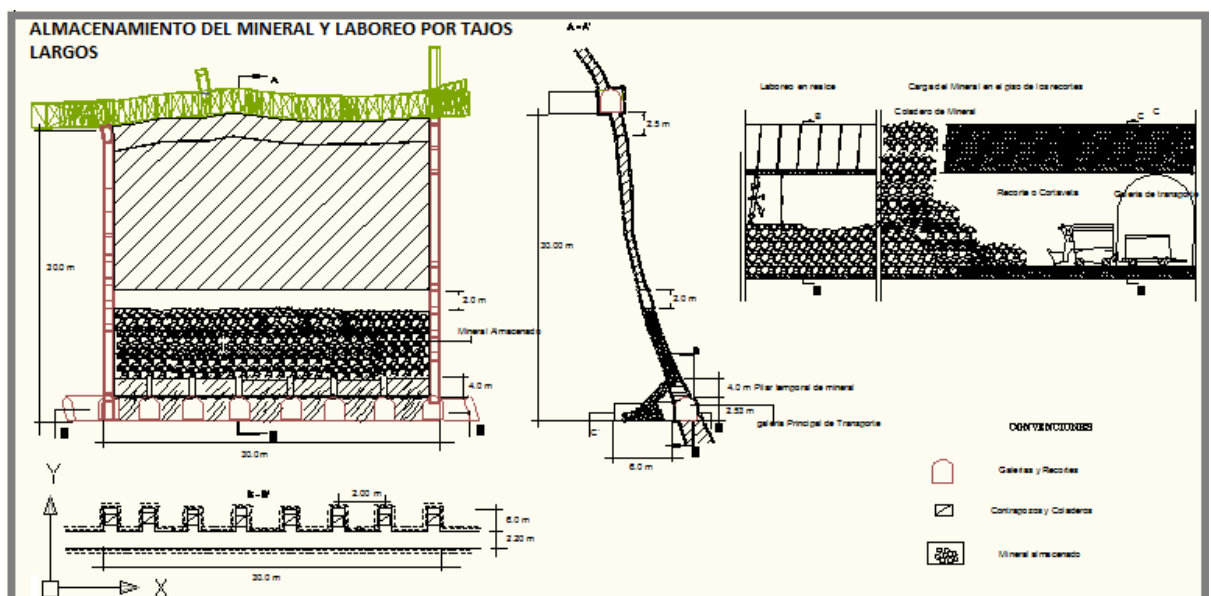


Figura 2. Sistema de explotación de almacenamiento del mineral y laboreo por tajos largos en la mina Descanso. Fuente: Empresa Geominera del Centro, Cuba

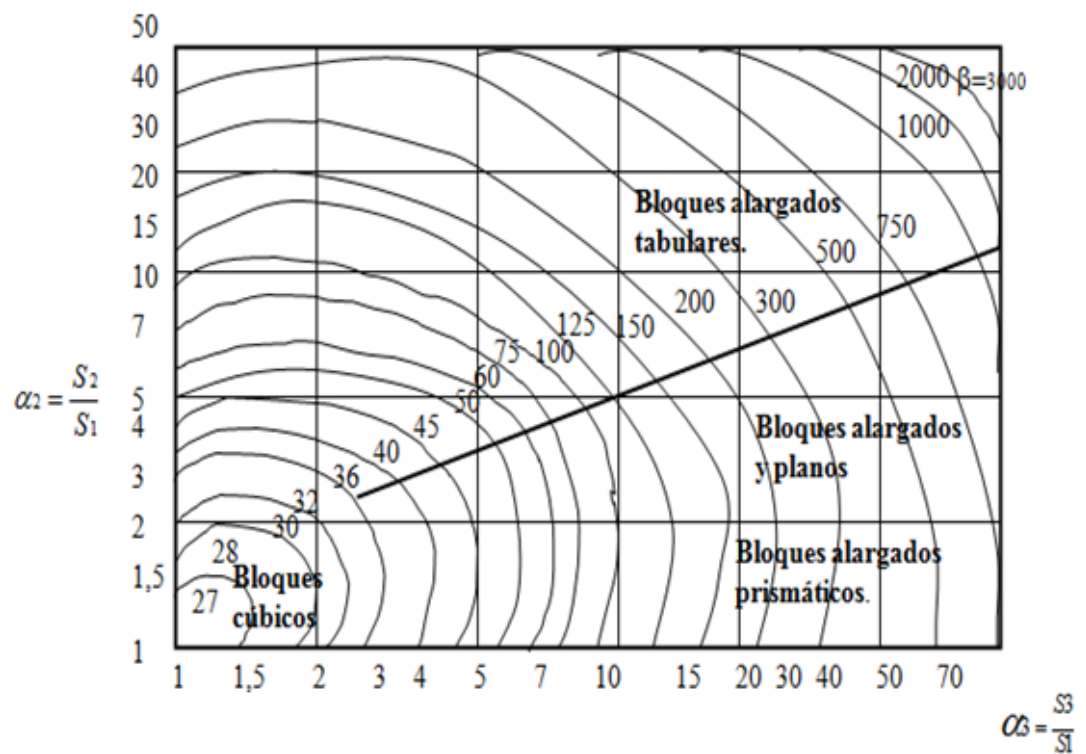


Figura 3. Determinación de la forma de bloques (Fuente: Noa, 2003)

Tabla 1. Cálculo del promedio de distancia entre grietas, Descanso

Crucero	Serpentinita masiva		
	Familia 1	Familia 2	Familia3
Mediciones	0,15	0,1	0,04
	0,32	0,5	0,2
	0,37	0,43	0,32
	0,22	0,3	0,3
	0,06	0,37	0,2
	0,5	0,2	0,5
	0,12	0,17	0,1
	0,1	0,2	0,15
	0,05	0,28	0,17
	0,3	0,22	0,15
	0,15	0,3	0,25
	0,4	0,12	0,3
	0,31	0,15	0,35
	0,45	0,25	0,1
	0,5	0,23	0,13
	0,25	0,12	0,15

	0,12	0,1	0,12
	0,25	0,13	0,25
	0,3	0,12	0,36
	0,25	0,15	0,4
	0,15	0,2	0,5
	0,22	0,28	0,45
	0,4	0,5	
	0,51		
	0,45		
	0,15		
	0,22		
	0,4		
	0,51		
	0,45		
	0,15		
	0,53		
Valor Media	0,29	0,24	0,25
Valor mín	0,05	0,1	0,04
Valor máx	0,53	0,5	0,5
n-1	31	22	21
t a 95%	1,7	1,72	1,72
Desviación Estándar	0,15	0,12	0,14
Coefficiente de Variación	0,51	0,51	0,54
Valor promedio poblacional (t_{α}) = $(\frac{1}{n}) t^*(S/\text{SQRT}(n))$	0,34	0,28	0,30

Tabla 2. Valores de la familia de grietas en la zona de crucero, Descanso

Crucero	Gabro		
Mediciones	Familia 1	Familia 2	Familia 3
	0,26	0,19	0,31
	0,35	0,31	0,22
	0,5	0,21	
	0,57	0,22	
	0,26	0,18	
		0,3	
		0,49	
Valor Media	0,39	0,30	0,265
Valor mín	0,26	0,18	0,22
Valor máx	0,57	0,49	0,31
n-1	4	6	1

t a 95%	0,14	0,14	0,06
Desviación Estándar	0,36	0,45	0,24
Coefficiente de Variación	0,39	0,30	0,27
Valor promedio poblacional (μ) = ($\bar{x} \pm t^*(S/\text{SQRT}(n))$)	0,52	0,40	0,55

Tabla 3. Sectores de galería III, serpentinita masiva, Descanso (Tramo A-1)

Parámetros	Familia 1	Familia 2	Familia 3
Mediciones	0,15	0,1	0,04
	0,32	0,5	0,2
	0,37	0,43	0,32
	0,22	0,3	0,3
	0,06	0,37	0,2
	0,5	0,2	0,5
	0,12	0,17	-
	0,1	-	-
	0,05	-	-
Xm	0,21	0,30	0,26
Sx	0,16	0,15	0,15
n	9	7	6
Coef. Variación	0,74	0,50	0,59
Valor mín	0,05	0,1	0,04
Valor máx	0,5	0,5	0,5
n-1	8	6	5
t a 95%	1,86	1,94	2,02
Valor promedio poblacional (μ) = ($\bar{x} \pm t^*(S/\text{SQRT}(n))$)	0,31	0,40	0,34

Tabla 4. Sectores de galería III, serpentinita masiva, Descanso Tramo A-2

Parámetros	Familia 1	Familia 3
Mediciones	0,3	0,12
	0,25	0,11
	0,27	0,09
	0,2	0,08

	0,22	0,18
		0,15
Xm	0,25	0,12
Sx	0,04	0,04
n	5	6
Coef. Variación	0,16	0,31
Valor mín	0,2	0,08
Valor máx	0,3	0,18
n-1	4	5
t, a 95%	2,13	2,02
Valor promedio poblacional (t_0) = (m + t*(S/SQRT(n))	0,29	0,15

Tabla 5. Valores de la familia de grietas de serpentinita masiva, sectores de galería III, tramo A-3, Descanso

Parámetros	Familia 1	Familia 2	Familia 3
Mediciones	0,3	0,2	0,1
	0,15	0,22	0,15
	0,4	0,28	0,17
	0,31	0,3	0,15
	0,45	0,12	0,25
	0,5	0,15	0,3
	0,25	0,25	0,35
	0,12	0,23	0,1
	0,25	0,12	0,13
	0,3	0,1	0,15
	0,25	0,13	0,12
	0,15	0,12	0,25
	0,22	0,15	0,3
	0,4	0,2	0,4
	0,5	0,28	0,5
	0,45	0,5	0,45
	0,15		0,36
	0,53		0,4
	0,45		
	0,36		
Xm	0,33	0,21	0,26
Sx	0,13	0,10	0,13
n	21	16	18

Coef. Variación	0,40	0,49	0,51
Valor mín	0,12	0,1	0,1
Valor máx	0,53	0,5	0,5
n-1	20	15	17
t, a 95%	1,72	1,75	1,74
Valor promedio poblacional (t_{α}) = (m + $t^*(S/\text{SQRT}(n))$)	0,38	0,25	0,31

Tabla 6. Valores de la familia de grietas de gabro, sector de galería, Descanso

Parámetros	Gabro		
	Familia 1	Familia 2	Familia 3
Mediciones	0,15	0,21	0,34
	0,32	0,4	0,2
	0,27	0,4	0,15
	0,22	0,3	0,3
	0,26	0,25	0,2
	0,5	0,2	0,41
	0,12	0,16	
	0,31		
	0,15		
Xm	0,26	0,27	0,27
Sx	0,12	0,10	0,10
n	9	7	6
Coef. Variación	0,46	0,35	0,37
Valor mín	0,12	0,16	0,15
Valor máx	0,5	0,4	0,41
n-1	8	6	5
t a 95%	1,86	1,94	2,02
Valor promedio poblacional (t_{α}) = (m + $t^*(S/\text{SQRT}(n))$)	0,33	0,35	0,35

Tabla 7. Datos de agrietamientos Descanso.

Datos de agrietamientos, Descanso									
Acimut	Buz.	Sitio	Tipo de roca	Tipo de discontinuidad	Espaciado	Rigiosidad	Tipos de junta	Apertura	Tipo de relleno

Datos de agrietamientos, Descanso									
190	40	Veta sur	Gabro	Foliación	0,19cm	Rigurosa	J 2	Sanada	Mat. Carbonatados
200	40	Veta sur	Gabro	Foliación	0,31cm	Lisas	J 2	Cerrada	Mat. Carbonatados
180	52	Veta sur	Gabro	Foliación	0,21cm	Lisas	J 2	Cerrada	Mat. Carbonatados
189	55	Veta sur	Gabro	Foliación	0,22cm	Lisas	J 2	Cerrada	Mat. Carbonatados
105	22	Veta sur	Gabro	Foliación	0,31cm	Lisas	J 3	Cerrada	Mat. Carbonatados
195	25	Veta sur	Gabro	Foliación	0,22cm	Lisas	J 3	Sanada	Mat. Carbonatados
195	60	Veta sur	Gabro	Foliación	0,26cm	Lisas	J 1	Sanada	Mat. Carbonatados
201	61	Veta sur	Gabro	Foliación	0,35cm	Rigurosa	J 1	Sanada	Mat. Carbonatados
191	50	Veta sur	Serpentinita c	Junta	0,18cm	Rigurosa	J 2	Cerrada	Mat. Carbonatados
130	50	Veta sur	Serpentinita c	Junta	0,30cm	Rigurosa	J 2	Cerrada	Mat. Carbonatados
175	40	Veta sur	Serpentinita c	Junta		Rigurosa	J 2	Cerrada	Mat. Carbonatados
180	82	Veta sur	Serpentinita	Falla		Lisas	Falla	Abierta	Mat. Carbonatados
180	80	Veta sur	Serpentinita	Falla		Lisas	Falla	Abierta	Mat. Carbonatados
240	50	Veta sur	Serpentinita	Falla		Lisas	Falla	Abierta	Mat. Carbonatados
255	65	Veta sur	Serpentinita	Falla		Lisas	Falla	Abierta	Mat. Carbonatados
210	70	Veta sur	Zona mineral	Junta	0,21cm	Rigurosa	J 1	Cerrada	Mat. Carbonatados
340	30	Veta sur	Zona mineral	Junta	0,21cm	Rigurosa	J 3	Cerrada	Mat. Carbonatados
200	65	Veta sur	Zona mineral	Junta	0,25cm	Rigurosa	J 1	Cerrada	Mat. Carbonatados
350	75	Veta sur	Serpentinita	Junta		Rigurosa	J 1	Cerrada	Mat. Carbonatados
203	51	Veta sur	Serpentinita	Junta		Lisas	J 2	Cerrada	Mat. Carbonatados
180	70	Veta sur	Serpentinita	Junta	0,31cm	Lisas	J 1	Cerrada	Mat. Carbonatados
200	40	Veta sur	Serpentinita	Junta		Lisas	J 2	Cerrada	Mat. Carbonatados
197	70	Veta sur	Serpentinita	Junta	0,22cm	Rigurosa	J 1	Cerrada	Mat. Carbonatados

Tabla 8. Datos de agrietamientos del campo en la mina Meloneras

Tramos	Set 1					Set 2					Set 3			
A (8,6m)	Acim ut	Buza mien to	Spacin g(cm)	Persisten cia(m)	Relle no(m m)	Acim ut	Buza mien to	Spaci ng(cm)	Persis tencia (m)	Rell eno	Acim ut	Buzamie nto	Spacin g(cm)	Persistencia(m)
	180	85	20	4,4	1,2	140	75	6	0,3		054	55	15	0,6

	180	55	10	1,2	1			17	0,35		060	45	08	1,35
	190	55	56	1,0	0,5						071	20	07	2,0
	142	89	36	0,5							060	40		1,51
	165	85	35	0,8										
B (8,60m)	Aci	Buz	Spac	Persist	Rell	Aci	Buz	Spac	Pers	Rel	Aci	Buz	Spac	Pers
	170	75	20	5,1		099	85	160	1,2		254	10	40	1,10
	158	80	16	4,7		185	70	77	2,0		256	20	30	2,6
	158	70	27	4,95		183	60	170	2,3		260	30	30	1,5
	090	35				145	70	78			270	05		
	085	50				125	70	150			259	30		
	085	20				063	65				259	40		
	104	40									259	30		
C (8,60m)	Aci	Buz	Spac	Persist	Rell	Aci	Buz	Spac	Pers	Rel	Aci	Buz	Spac	Pers
	156	76	190	0,45		110	10	60	3,3		260	30	50	1,65
	171	75	350	1,12		250	30	40	2,9		154	85	57	1,20
	210	75		0,84		090	20	30	1,85					2,13
								30						
D (8,60m)	Aci	Buz	Spac	Persist	Rell	Aci	Buz	Spac	Pers	Rel	Aci	Buz	Spac	Pers
	154	85	220	1,2		098	30	34	3,10		264	30	60	0,73
	205	76	255	1,3		269	35	15	2,8		255	35	50	1,10
	198	89	156	2,3		092	05	15	3,40		283	45		0,86
	020	70	155	1,5		290	05	20						
						290	30	14						
						290	40	30						
						290	10							
E (8,6m)	Aci	Buz	Spac	Persist	Rell	Aci	Buz	Spac	Pers	Rel	Aci	Buz	Spac	Pers
	325	75FA	160	2,0		104	30	20	3,13		005	55	42	2,3
	325	06	70	2,2		005	55	66	5,20		019	75	90	1,42
	314	86	20	1,5		125	25	40	4,75		298	20		0,99
	094	75	110			102	22	25	4,91					
						102	10							

						107	30							
						107	20							

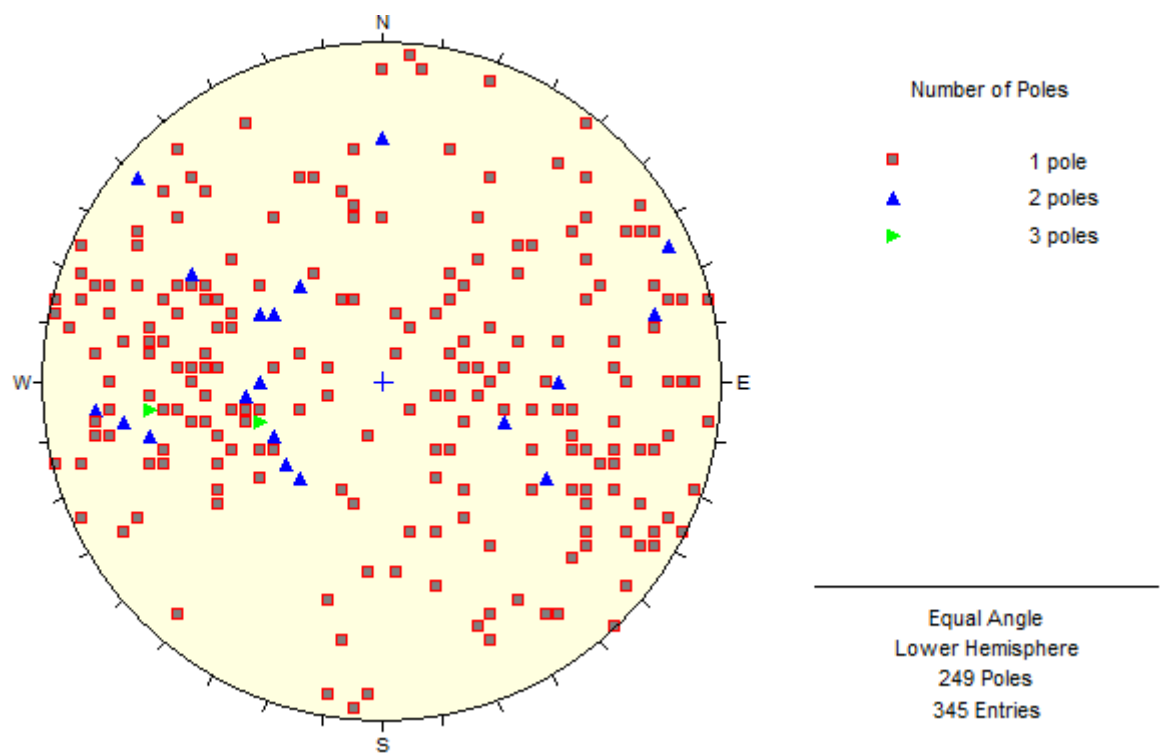


Figura 4. Diagrama de polos, Descanso

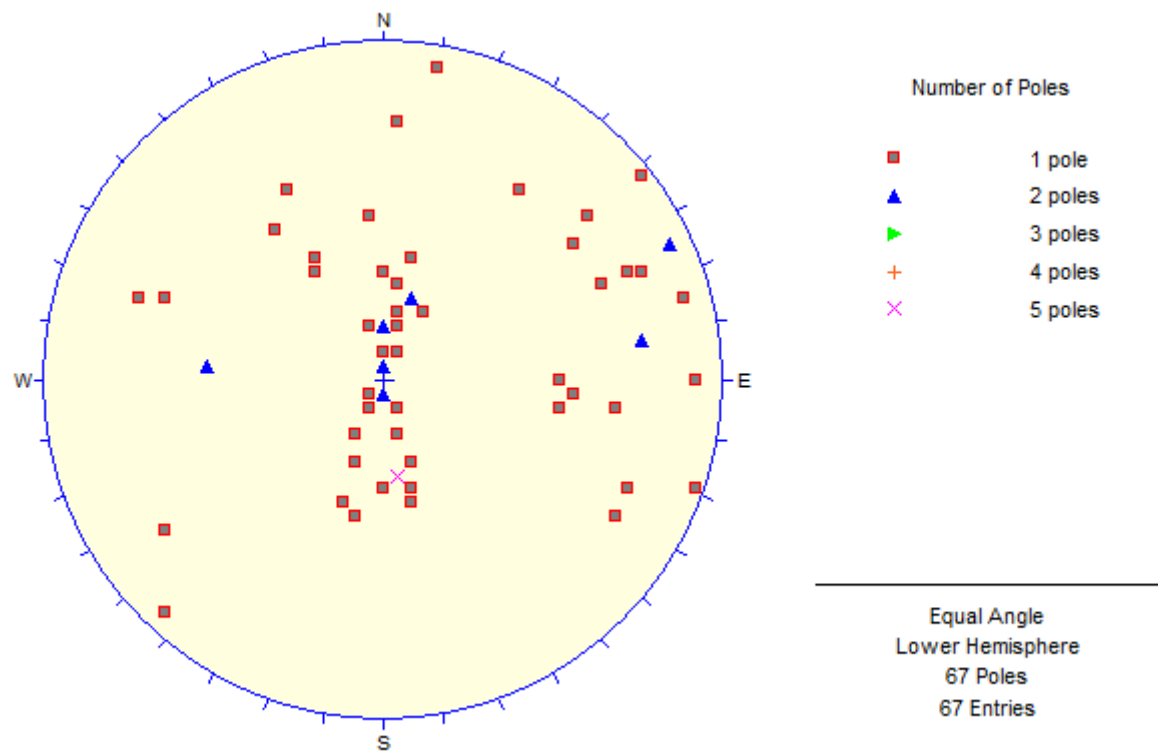


Figura 5. Diagrama de polos, socavón de la mina Meloneras

Tabla 9. Valores de la distancia entre grietas, la mina Meloneras

Parámetros	Serpentinita masiva
Mediciones	20
	20
	66
	40
	25
	42
	34
	15
	15
	20
	14
	30
	60
	50
	20
	56
	36
	35
	17
	15
	20
	16
	40
	30
	30
Valor promedio muestral, $\bar{u}$	30,64
Valor Mínimo (x_-)	14
Valor Máximo (x_+)	66
Desviación Estándar (S)	15,14
Coefic. de Variación (V)	0,49
Grados de libertad, n-1	24
Valor, t, de la tabla obtenido por valor (n-1) y prob. a 95%	1,71
Valor Promedio Poblacional ($\bar{x}$) = $m + t^*(S/\sqrt{n})$ en cm	35,82
en metros	0,36m

■ Espaciamiento medio entre cada familia, Meloneras

Tabla 10. Valores del espaciamiento medio entre cada familia de grietas de serpentinita masiva, mina Meloneras

Parámetros	Familia 1 (S ₁)	Familia 2 (S ₂)	Familia 3 (S ₃)
Mediciones	20	6	15
	10	17	8
	56	20	7
	36	66	42
	35	40	90
	160	25	
	70		
	20		
	110		
Valor promedio (x)	57,44	29	32,4
Valor mínimo (x-)	10	6	7
Valor máximo (x+)	160	66	90
Desviación estándar (s)	49,32	21,26	35,19
Coefic. de variación (v)	0,86	0,73	1,09
Valor de n	9	6	5
grados de libertad, n-1	8	5	4
Valor, t, de la tabla obtenido por valor (n-1) y prob. a 95%	1,86	2,02	2,13
Valor promedio poblacional ($\bar{x}$) = $m + t*(s/\sqrt{n})$ en cm	88,02	46,53	65,92

Tabla 11. Valores del espaciamiento medio entre cada familia de grieta, gabro, la mina Meloneras

Parámetros	FAMILIA 1 (S1)	FAMILIA 2 (S2)	FAMILIA 3 (S3)
Mediciones	20	160	40
	16	77	30
	27	170	30
	190	78	50
	350	150	57
	220	60	60
	255	40	50
	156	30	
	155	30	
		34	
		15	

		15	
		20	
		14	
		30	
Valor Promedio (x)	154,33	61,53	45,29
Valor Mínimo (x-)	16	14	30
Valor Máximo (x+)	350	170	60
Desviación estándar (s)	115,87	54,98	12,20
Coefic. De Variación (V)	0,75	0,89	0,27
Valor de n	9	15	7
Grados de libertad, n-1	8	14	6
Valor, t, de la tabla, obtenido por valor (n-1) y prob. a 95%	1,86	1,76	1,94
Valor Promedio Poblacional ($\bar{x}$) = $m + t*(S/\sqrt{n})$ en cm	226,17	86,52	54,23

ANEXO III

Cuadros y tablas de Hoek-Brown, Sonmez-Ulusay, AASHTO, Figura de Hudson y Palmstrom

Tabla 1. Rango del tamaño de bloque según Palmstrom, 1982.

Tamaño del bloque	V _b (m ³)
Extremadamente pequeño	menor de 0,00001
Muy pequeño	0,00001 - 0,0002
Pequeño	0,0002 - 0,01
Medio	0,01 - 0,2
Grande	0,2 - 10
Muy grande	10 - 200
Extremadamente grande	mayor de 200

Tabla 2. Determinación de m_i , s y a (Fuente: Hoek, 2007)

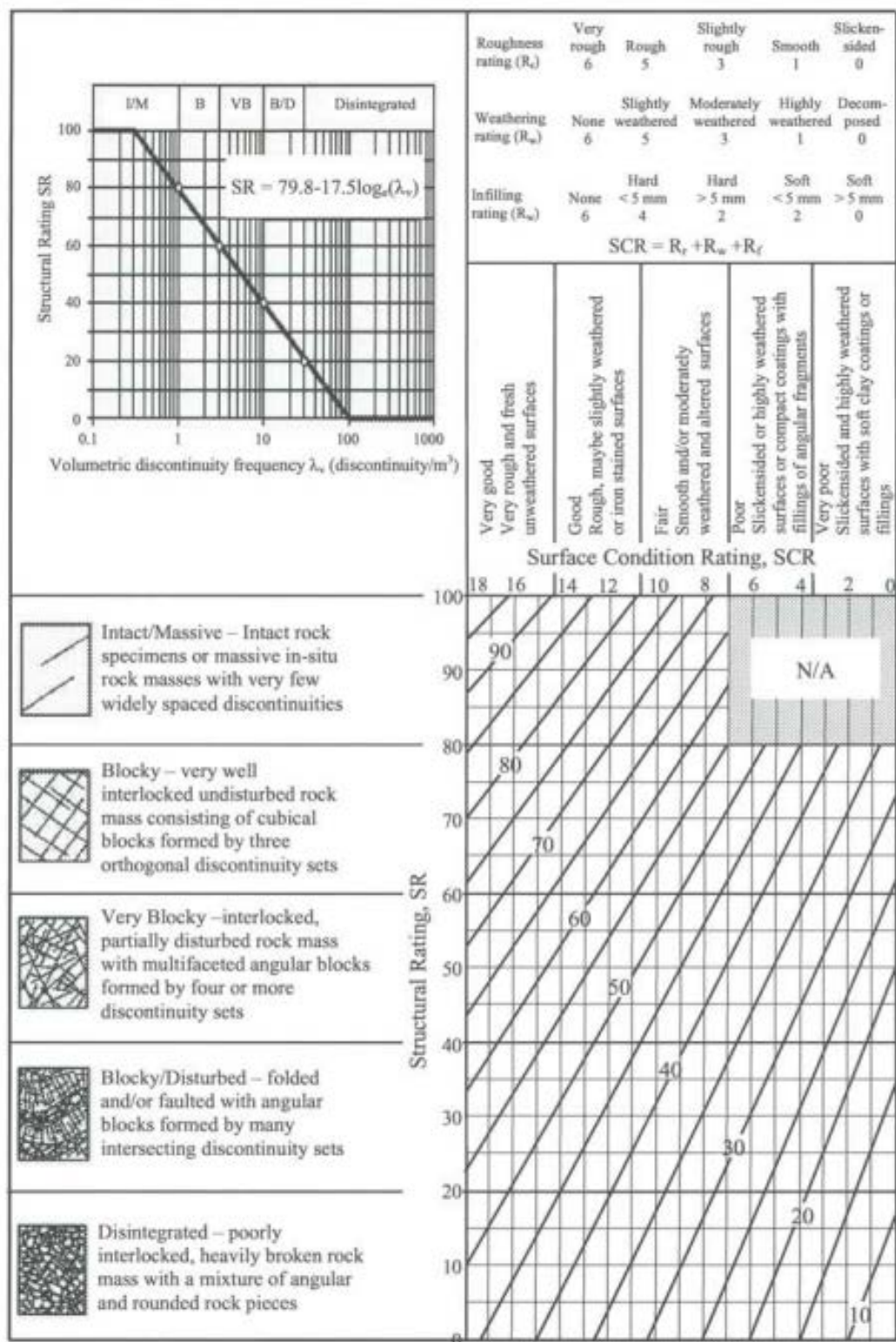
Approximate relationship between rock mass quality and material constants						
Disturbed rock mass m and a values		undisturbed rock mass m and a values				
EMPIRICAL FAILURE CRITERION $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3\sigma_2 + s\sigma_1^2}$ σ_1 = major principal stress σ_3 = minor principal stress σ_2 = uniaxial compressive strength of intact rock, and m and s are empirical constants.		CARBONATE ROCKS WITH WELL DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE <i>dolomite, limestone and marble</i>	LITHIFIED ARGILLACEOUS ROCKS <i>mudstone, siltstone, shale and slate (normal to cleavage)</i>	ARENACEOUS ROCKS WITH STRONG CRYSTALS AND POORLY DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE <i>sandstone and quartzite</i>	FINE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS CRYSTALLINE ROCKS <i>andesite, diorite, diabase and rhyolite</i>	COARSE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS & METAMORPHIC CRYSTALLINE ROCKS - <i>amphibolite, gabbro, granite, gneiss, quartz-diorite</i>
INTACT ROCK SAMPLES Laboratory size specimens free from discontinuities CSIR rating: RMR = 100 NGI rating: Q = 500		m s m s	7.00 1.00 7.00 1.00	10.00 1.00 10.00 1.00	15.00 1.00 15.00 1.00	17.00 1.00 17.00 1.00
VERY GOOD QUALITY ROCK MASS Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 1 to 3m. CSIR rating: RMR = 85 NGI rating: Q = 100		m s m s	2.40 0.082 4.10 0.189	3.43 0.082 5.85 0.189	5.14 0.082 8.78 0.189	5.82 0.082 9.95 0.189
GOOD QUALITY ROCK MASS Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 1 to 3m. CSIR rating: RMR = 65 NGI rating: Q = 10		m s m s	0.575 0.00293 2.006 0.0205	0.821 0.00293 2.865 0.0205	1.231 0.00293 4.298 0.0205	1.395 0.00293 4.871 0.0205
FAIR QUALITY ROCK MASS Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1m. CSIR rating: RMR = 44 NGI rating: Q = 1		m s m s	0.128 0.00009 0.947 0.00198	0.183 0.00009 1.353 0.00198	0.275 0.00009 2.030 0.00198	0.311 0.00009 2.301 0.00198
POOR QUALITY ROCK MASS Numerous weathered joints at 30-500mm, some gouge. Clean compacted waste rock CSIR rating: RMR = 23 NGI rating: Q = 0.1		m s m s	0.029 0.000003 0.447 0.00019	0.041 0.000003 0.639 0.00019	0.061 0.000003 0.959 0.00019	0.069 0.000003 1.067 0.00019
VERY POOR QUALITY ROCK MASS Numerous heavily weathered joints spaced <50mm with gouge. Waste rock with fines. CSIR rating: RMR = 3 NGI rating: Q = 0.01		m s m s	0.007 0.0000001 0.219 0.00002	0.010 0.0000001 0.313 0.00002	0.015 0.0000001 0.469 0.00002	0.017 0.0000001 0.532 0.00002

Tabla 3. Valores de constante m_i para roca intacta, por grupo (Fuente: Hoek, 2007)

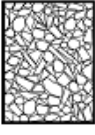
Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias (19 ± 5)		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
		Organic				Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments.

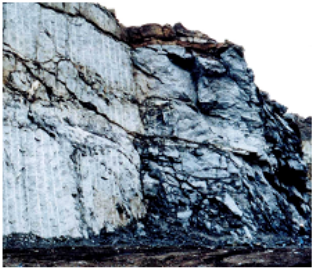
** These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.



Cuadro 1. Cuantificación de GSI por Sonméz y Ulusay (1999, 2002), Fuente: Zhang, 2005.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that $GSI = 35$. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓	 INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	 BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	 VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	 BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	 DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	 LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes					10
		N/A	N/A			

Cuadro 2. Caracterización de los macizos rocosos (Hoek y Brown, 1997), Fuente: Zhang, 2005.

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	D = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	D = 0 D = 0.5 No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	D = 0.8
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	D = 0.7 Good blasting D = 1.0 Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	D = 1.0 Production blasting D = 0.7 Mechanical excavation

Cuadro 3. Guía para la determinación del factor de perturbación D

Tabla 4. Coeficiente de Poisson para serpentinita masiva y gabro. Fuente: AASTHO, 1989, Zhang, 2005

Rock type	No. of values	No. of rock types	Poisson's ratio			Standard Deviation
			Maximum	Minimum	Mean	
Granite	22	22	0.39	0.09	0.20	0.08
Gabbro	3	3	0.20	0.16	0.18	0.02
Diabase	6	6	0.38	0.20	0.29	0.06
Basalt	11	11	0.32	0.16	0.23	0.05
Quartzite	6	6	0.22	0.08	0.14	0.05
Marble	5	5	0.40	0.17	0.28	0.08
Gneiss	11	11	0.40	0.09	0.22	0.09
Schist	12	11	0.31	0.02	0.12	0.08
Sandstone	12	9	0.46	0.08	0.20	0.11
Siltstone	3	3	0.23	0.09	0.18	0.06
Shale	3	3	0.18	0.03	0.09	0.06
Limestone	19	19	0.33	0.12	0.23	0.06
Dolostone	5	5	0.35	0.14	0.29	0.08

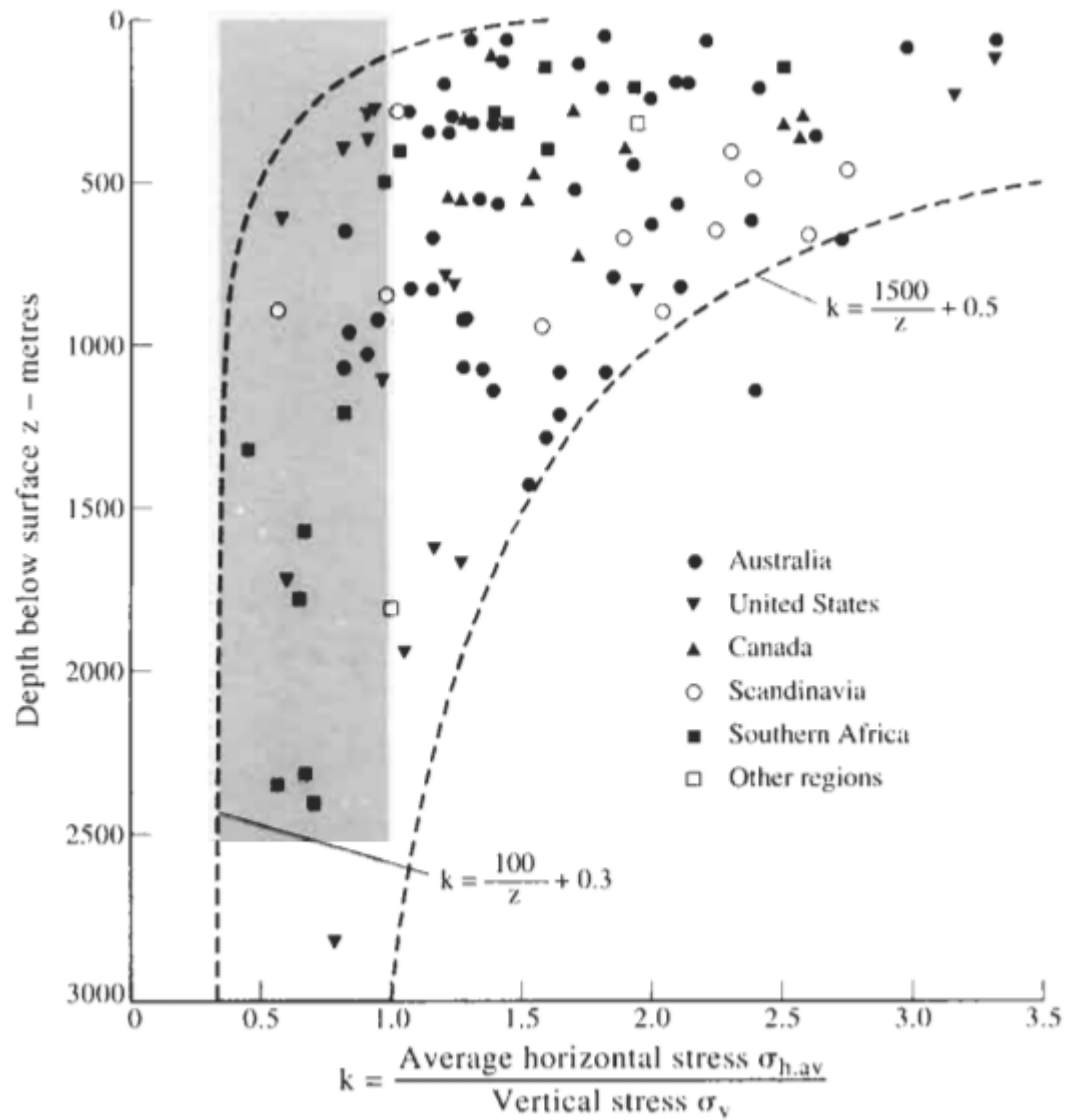


Figura 1. Estimación de la tensión horizontal teniendo en cuenta la profundidad de la mina y el valor de K (Fuente: Hudson y Harrison, 2000, Vol. 1 página 61)

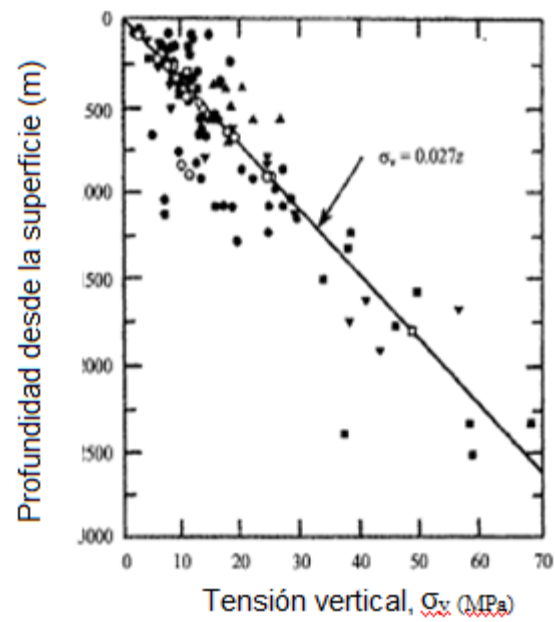


Figura 2. Dato mundial de tensión vertical, Fuente: Hoek y Brown, 1980b.

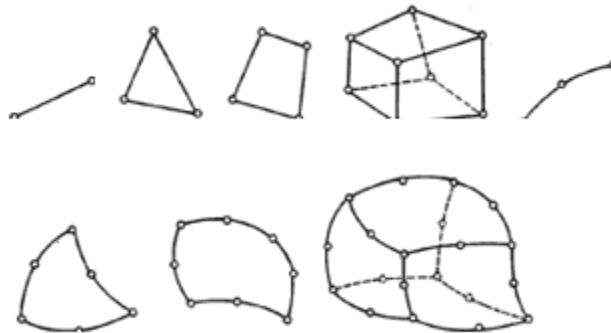


Figura 3. Tipos de elementos finitos. (Fuente: Ramírez, et al, 1991)

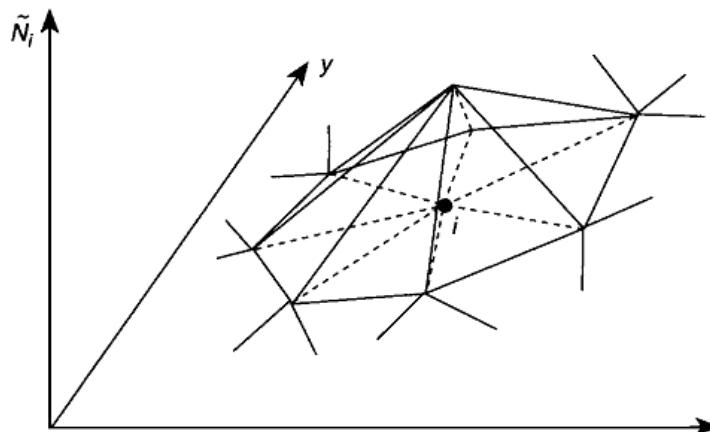


Figura 4. Función de forma global (Fuente: Zienkiewicz y Taylor, 2000)

ANEXO IV

Coordenadas y dimensiones de los modelos

Tabla 1. Las coordenadas y dimensiones de la excavación y frontera del modelo en zona A

Puntos	Coordenadas excavación			Coordenadas de frontera		
	X	Y	Z	X	Y	Z
1a	628188	274127	92	628185	274129,2	89,62
1b	628188	274127	93,8	628185	274129,2	96,18
2a	628188	274123	92	628185	274120,8	89,62
2b	628188	274123	93,8	628185	274120,8	96,18
3a	628191	274125	92	628194	274122,8	89,62
3b	628191	274125	93,8	628194	274122,8	96,18
4a	628191	274127	92	628194	274129,2	89,62
4b	628191	274127	93,8	628194	274129,2	96,18
Dimensiones del modelo(mm)						
Parametros	Excavación	Frontera				
Longitud	3000	3000				
Ancho	2200	6600				
Altura	1800	7140				
Radio de arco	580					

Tabla 2. Las coordenadas del material gabro y las grietas – zona A

ID	Vertices del material gabro		ID de grietas		Coordenadas de grietas	
	Y	Z	Grieta	Vertice	Y	Z
1	274120,47	101,13	A	1	274124,8	93,24
2	274125,77	94,52		2	274118,2	96,68
	ARC		B	1	274124,8	92,6

3	274127,	93,95		2	274118,2	90,72
4	274127	93,13				
5	274133,6	86,63				
6	274133,6	87,91				
7	274126,51	95,29				
8	274123,13	101,13				
9	274120,47	101,13				

Tabla 3. Las coordenadas y dimensiones de la excavación y frontera del modelo en zona B

Puntos	Coordenadas excavación			Coordenadas de frontera		
	X	Y	Z	X	Y	Z
1a	628206	274127	92	628203	274129,2	89,62
1b	628206	274127	93,8	628203	274129,2	96,18
2a	628206	274124,8	92	628203	274122,6	89,62
2b	628206	274124,8	93,8	628203	274122,6	96,18
3a	628207	274124,8	92	628203	274118,6	89,62
3b	628207	274124,8	93,8	628203	274118,6	96,18
4a	628207	274120	92	628207	274118,6	89,62
4b	628207	274120	93,8	628207	274118,6	96,18
5ª	628208	274120	92	628209	274118,6	89,62
5b	628208	274120	93,8	628209	274118,6	96,18
6ª	628208	274124,8	92	628215	274118,6	89,62
6b	628208	274124,8	93,8	628215	274118,6	96,18
7ª	628212	274124,8	92	628215	274124,8	89,62
7b	628212	274124,8	93,8	628215	274124,8	96,18
8ª	628212	274126,2	92	628215	274128,4	89,62
8b	628207	274126,2	93,8	628215	274128,4	96,18
Dimensiones del modelo(mm)						
Parametros	Excavación	Frontera				
Longitude	3000	9000				
Ancho	2200	6600				
Altura	1800	7140				
Radio de arco	580					
Dimensión de crucero						
Longitud	3000	9000				
Ancho	2000	6000				
Altura	2000	6000				

Tabla 4. Las coordenadas del material gabro y las grietas – zona B

ID	Vertices del material gabro		ID de grietas		Coordenadas de Grietas	
	Y	Z	Grieta	Vertice	Y	Z
1	274120,47	101,13	A	1	274124,8	93,24
2	274125,77	94,52		2	274118,2	96,68
	ARC		B	1	274124,8	92,6
3	274127,	93,95		2	274118,2	90,72
4	274127	93,13				
5	274133,6	86,63				
6	274133,6	87,91				
7	274126,51	95,29				
8	274123,13	101,13				
9	274120,47	101,13				

Tabla 5. Las coordenadas y dimensiones de la excavación y frontera del modelo en zona C

Puntos	Coordenadas de excavación			Coordenadas de frontera		
	X	Y	Z	X	Y	Z
1a	628206	274127	92	628203	274129,2	89,62
1b	628206	274127	93,8	628203	274129,2	96,18
2a	628205	274124,4	92	628203	274124,4	89,62
2b	628205	274124,4	93,8	628203	274124,4	96,18
3a	628206	274124	92			
3b	628206	274124	93,8			
4a	628205	274120	92	628201	274117,8	89,62
4b	628205	274120	93,8	628201	274117,8	96,18
5ª	628207	274120	92	628209	274117,8	89,62
5b	628207	274120	93,8	628209	274117,8	96,18
6ª	628208	274123	92			
6b	628208	274123	93,8			
7ª	628212	274122	92			
7b	628212	274122	93,8			
8ª	628212	274120	92	628215	274117,8	89,62
8b	628212	274120	93,8	628215	274117,8	96,18
9ª	628215	274120	92	628215	274117,8	89,62
9b	628215	274120	93,8	628215	274117,8	96,18
10ª	628214	274122	92	628220	274117,8	89,62
10b	628214	274122	93,8	628220	274117,8	96,18
11ª	628216	274123	92	628220	274123	89,62
11b	628216	274123	93,8	628220	274123	96,18
12ª	628216	274125	92	628220	274127,2	89,62
12b	628216	274125	93,8	628220	274127,2	96,18
Dimensiones del modelo(mm)						
Parametros	Excavación	Frontera				
Longitud	3000	3000				
Ancho	2200	6600				
Altura	1800	7140				
Radio de arco	580					
Dimensión de crucero						
Longitud	3000	9000				
Ancho	2000	6000				
Altura	2000	6000				

ANEXO V

■ Gráficos de los parámetros del macizo rocoso de las minas estudiadas

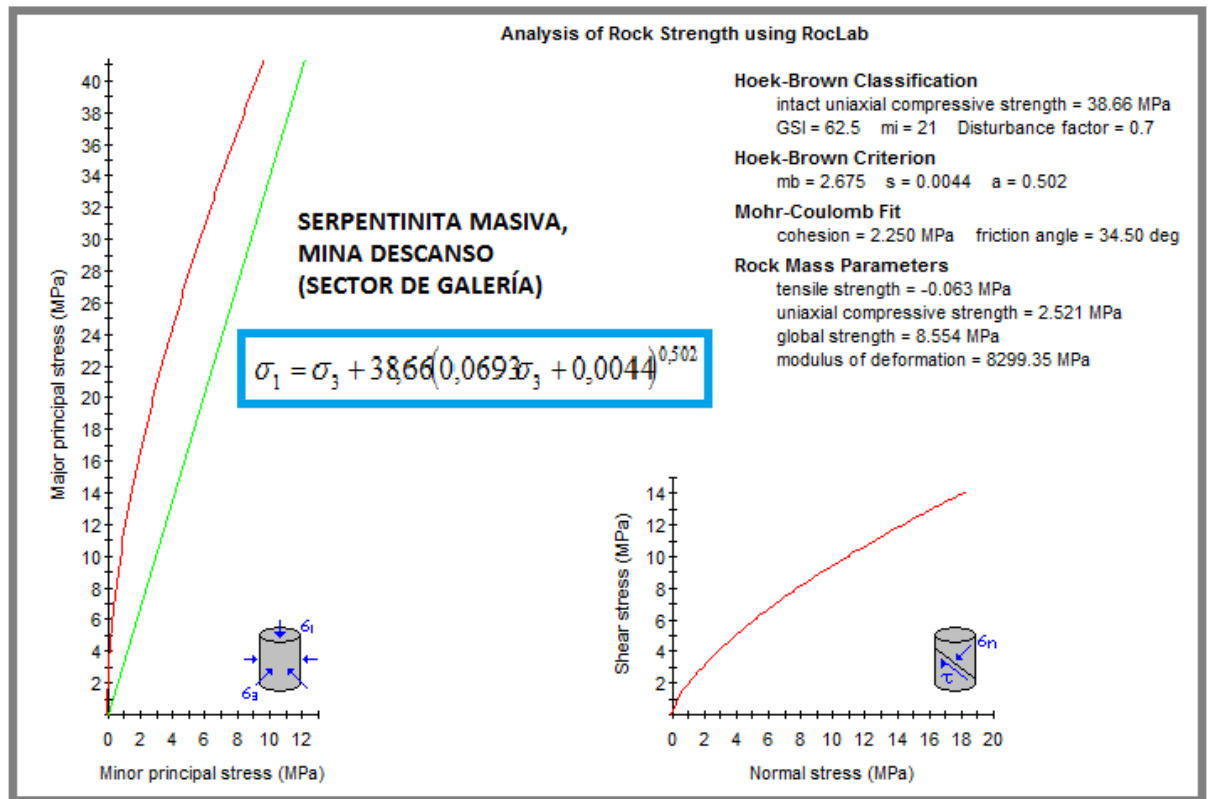


Figura 1. Serpentinita masiva, en sector de galería, Descanso

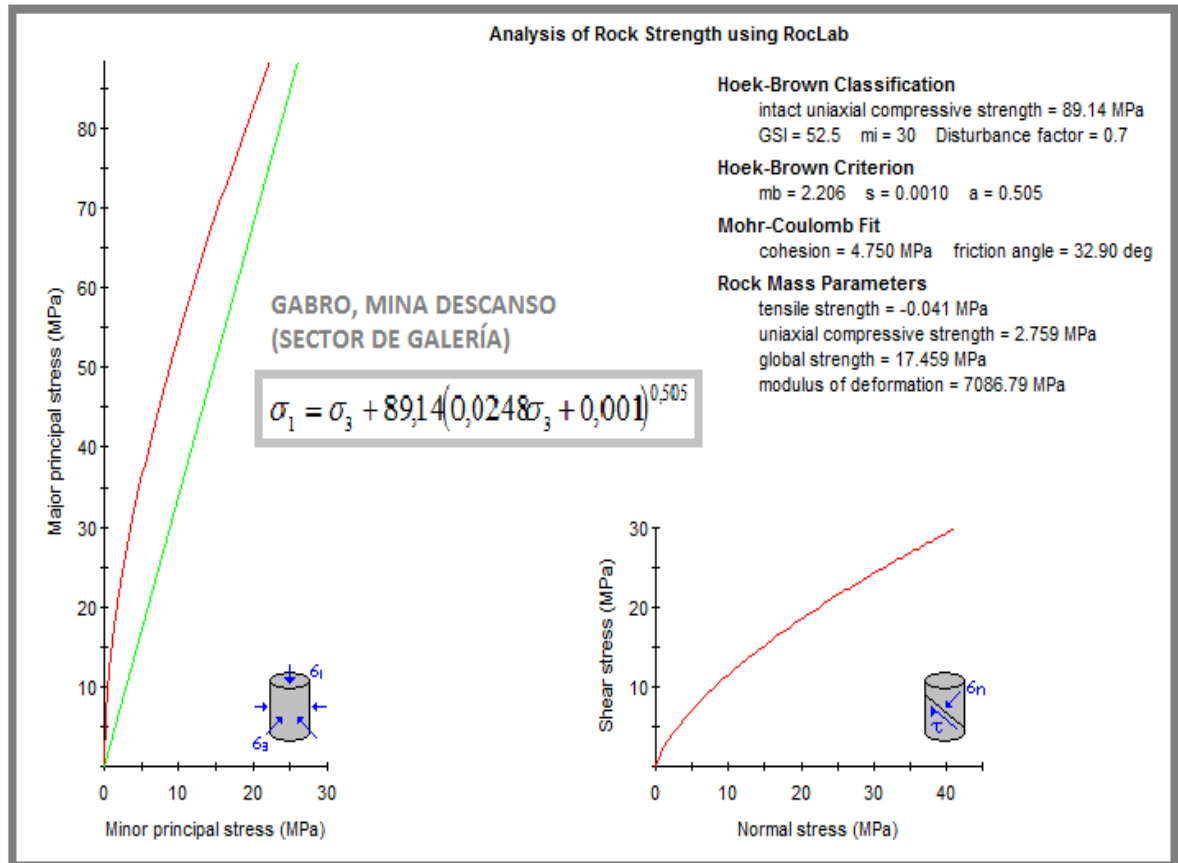


Figura 2. Gabro, en sector de galería, Descanso

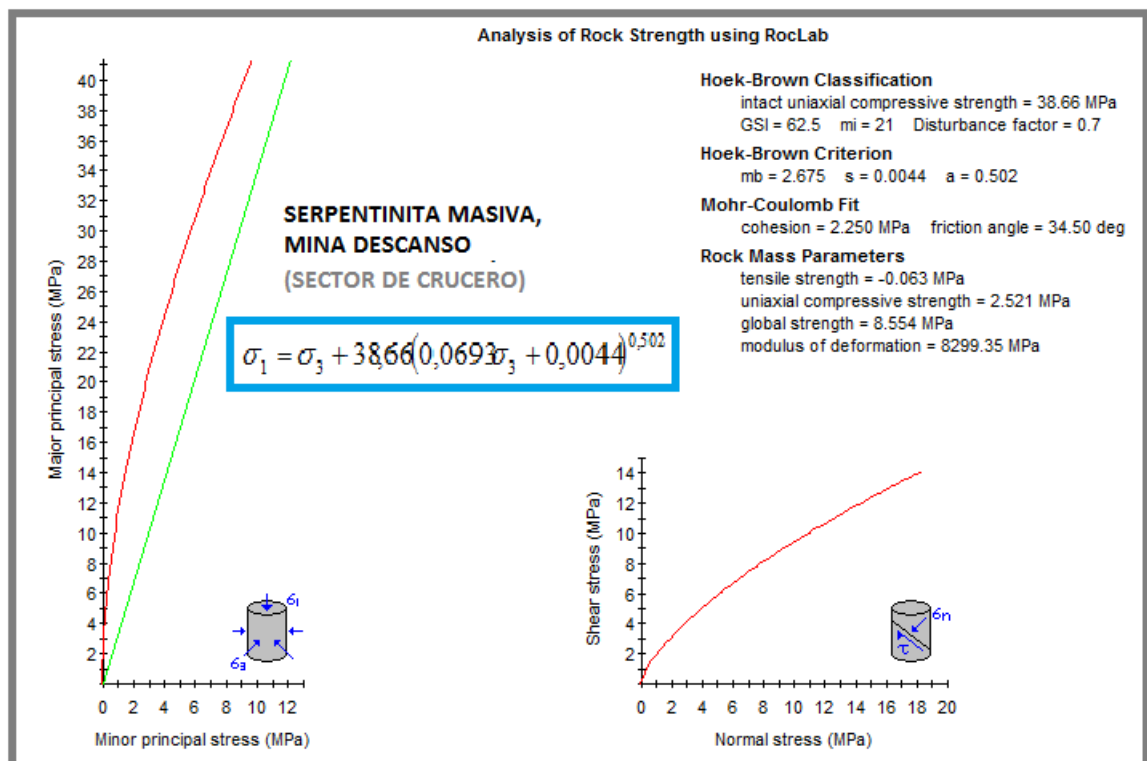


Figura 3. Serpentinita masiva, en sector de crucero, Descanso

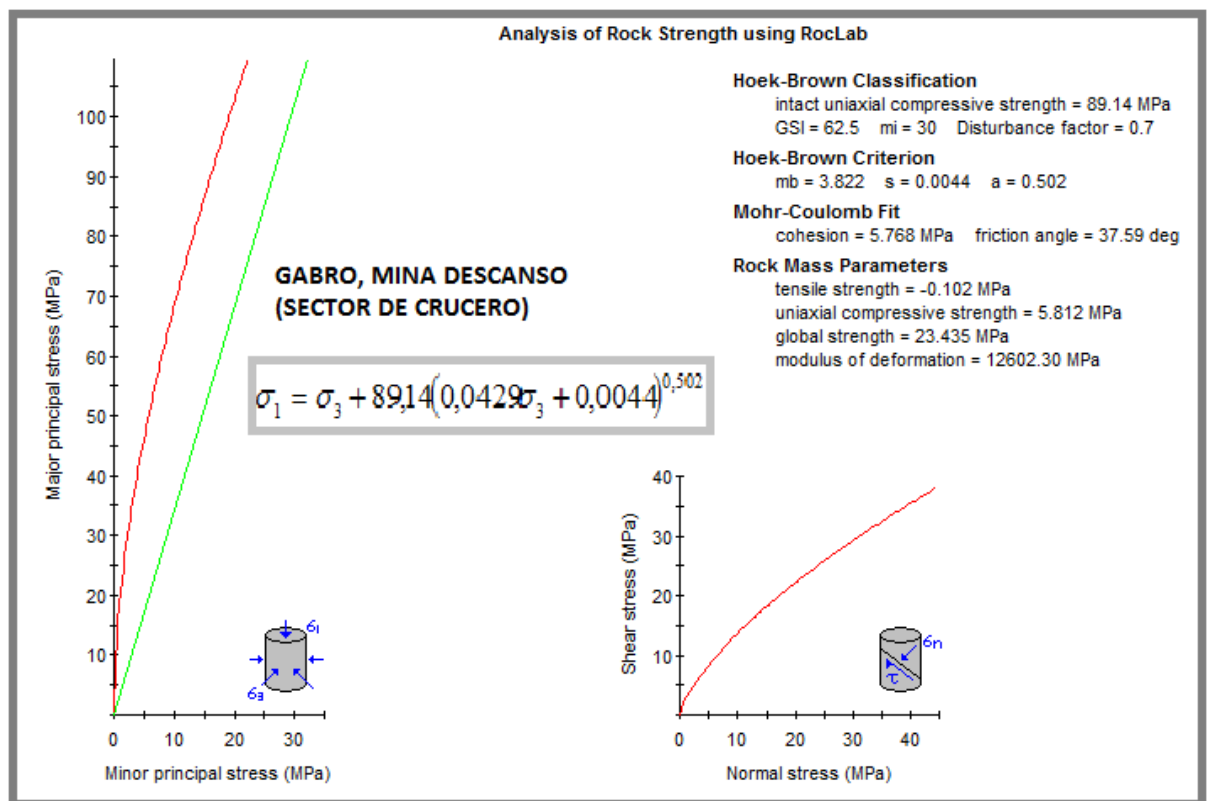


Figura 4. Gabro, en sector de crucero, Descanso

SECTOR DEL SOCAVÓN, LA MINA MELONERAS.

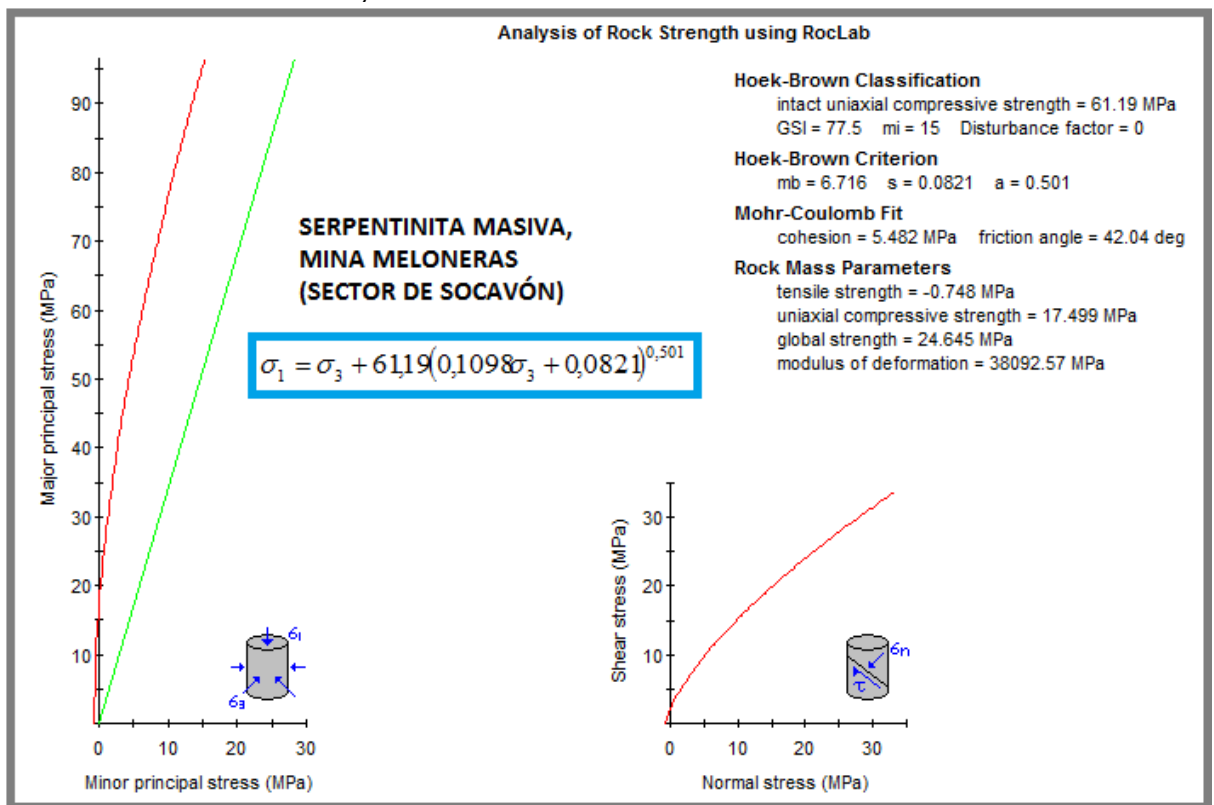


Figura 5. Serpentinita masiva, en el sector del socavón, Meloneras

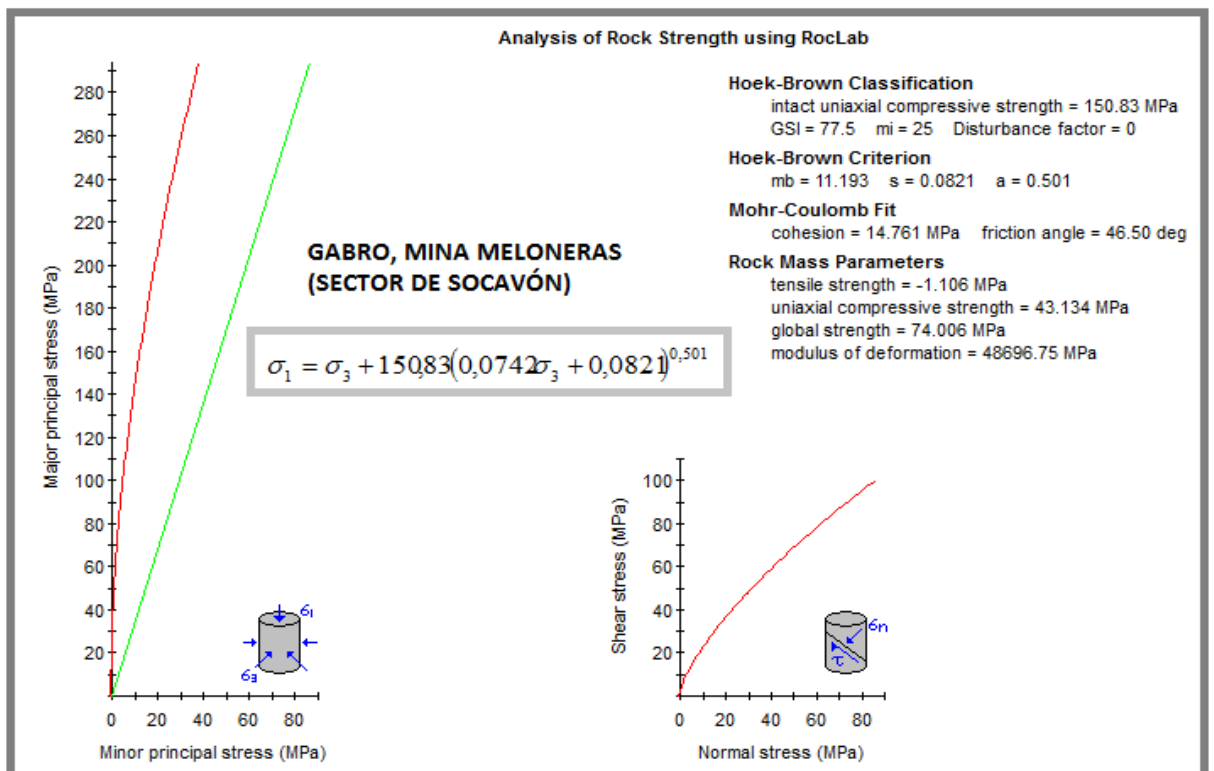


Figura 6. Gabro en el sector del socavón, Meloneras